

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2020



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع/2020

Mémoire de Master

Filière :génie civil

Spécialité :structure

Thème

**études dune bâtiment r+8 a usage habitation
contreventement mixte**

Nom et Prénom de l'étudiant :
Melik Walid

Encadreur : abdesslam issam

Année universitaire : 2019 - 2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Après avoir rendu grâce à Dieu le Tout Puissant et le Miséricordieux nous tenons à remercier vivement tous ceux qui, de près ou de loin ont participé à la rédaction de ce document. Il s'agit plus particulièrement de :

Monsieur abdesslam issam enseignant et chef de département de génie civil pour sa disponibilité, sa rigueur scientifique et son sens d'écoute et d'échange.

Tout le corps professoral du de département génie civil et faculté de science technique qui nous a fait bénéficier d'une formation pluridisciplinaire de très haut niveau et très adaptée aux réalités du génie civil.

Tous nos camarades de promotion pour la solidarité et la collaboration durant ces trois ans de formation.

Dédicaces

À mes très chers parents, source de vie, d'amour et d'affection

À mes chers frères et sœurs!, source de joie et de bonheur

À toute ma famille, source d'espoir et de motivation

À tous mes amis, qui a aidé dans ce modeste travail

À vous cher lecteur

Sommaire

| | |
|---------------------------|---|
| Introduction | 1 |
|---------------------------|---|

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage

| | |
|---|---|
| I.1. Introduction | 3 |
| I.2. Caractéristiques géométriques | 3 |
| I.3. Données du site | 3 |
| I.4. Conception de la structure..... | 3 |
| a) Ossature de l'ouvrage..... | 3 |
| b) Plancher..... | 3 |
| c) Escaliers..... | 3 |
| d) Maçonnerie..... | 4 |
| e) Revêtement | 4 |
| f) Acrotères..... | 4 |
| g) Gaine de l'ascenseur | 4 |
| I.5. Caractéristique mécanique des matériaux..... | 4 |
| I.5.1.Le béton..... | 4 |
| I.5.1.1.Caractéristique mécanique du béton..... | 5 |
| a) Résistance caractéristique à la compression..... | 5 |
| b) Résistance caractéristique à la traction | 5 |
| c) Module déformation longitudinale du béton | 6 |
| d) Coefficient de POISSON | 7 |
| e) Module de déformation transversale | 7 |
| f) Contrainte ultime de cisaillement (de béton) | 8 |
| g) Contrainte limite (admissibles) | 8 |

| | |
|--|----|
| I.5.2.L'Acier | 10 |
| I.5.2.1. Définition | 10 |
| I.5.2.2. Caractéristiques mécaniques..... | 10 |
| I.5.2.3. Module d'élasticité des aciers..... | 10 |
| I.5.2.4. Contraintes limites dans l'acier | 10 |
| I.5.2.5. Diagramme déformations-contraintes..... | 11 |
| I.6. Etats limites..... | 12 |
| I.6.1. E. L. U. R..... | 12 |
| I.6.2. E. L. S | 12 |
| I.7. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites | 13 |
| I.8. Les règles et les normes de calcul | 13 |
| Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments et descente des charges | |
| II.1. Introduction | 15 |
| II.2. Pré dimensionnement des éléments structuraux..... | 15 |
| II.2.1. Les poutres..... | 15 |
| II.2.2 Les poutres secondaires (longitudinales)..... | 16 |
| II.2.3. Les poteaux | 17 |
| II.2.4. Les voiles..... | 19 |
| II.3. Pré dimensionnement de plancher | 20 |
| II.3.1. Les Planchers | 20 |
| II.3.1.1 Planchers à corps creux | 20 |
| II.4. Pré dimensionnement des éléments secondaires | 23 |
| II.4.1. L'acrotère..... | 23 |
| II.4.2. Escalier | 23 |
| II.4.3. Balcon [BAEL91]..... | 25 |
| II.5. Evaluation des charges..... | 26 |

| | | |
|-----------|--|----|
| II.5.1 | Introduction | 26 |
| II.5.2 | Evaluation des charges appliquées | 27 |
| II.5.2.1. | Plancher terrasse inaccessible | 27 |
| | a-Charge permanente | 27 |
| | b- Surcharge d'exploitation..... | 27 |
| II.5.2.2 | .Evaluation du charge du plancher étage courant | 28 |
| | a-Charge permanente..... | 28 |
| | b- Surcharge d'exploitation..... | 28 |
| II.5.2.3. | Evaluationde la charge des murs | 29 |
| | a-Charge permanente..... | 29 |
| II.5.2.4. | Evaluation charge de l'escalier..... | 30 |
| | a-Charge permanente..... | 30 |
| | II.5.2.4.1-Pour la paillasse_..... | 30 |
| | b -Surcharge d'exploitation..... | 30 |
| | II.5.2.4.2 : Pour le palier de repos | 30 |
| | a-Charge permanente..... | 30 |
| | b-Surcharge d'exploitation..... | 31 |
| II.5.2.5. | Evaluation charge du voile | 31 |
| | a-Charge permanente..... | 31 |
| II.5.2.6. | Evaluation charge du balcon terrasse inaccessible..... | 31 |
| | a-Charge permanente | 31 |
| | b-Surcharge d'exploitation..... | 31 |
| II.5.2.7 | Evaluation charge du balcon étage courant..... | 32 |
| | b-Surcharge d'exploitation..... | 32 |
| II.6. | Descente des charges..... | 32 |
| II.6.1. | Loi de dégression..... | 32 |

| | |
|---|----|
| ✓ Vérification d'effort normal réduit : D'après les conditions du RPA 2003..... | 35 |
| ✓ Vérification au flambement | 35 |

Chapitre III : Calcul des éléments secondaire.

| | |
|--|----|
| III.1.Introduction..... | 39 |
| III.2.Etude de l'acrotère..... | 39 |
| III.2.1.Mode de réalisation | 39 |
| III.2.2. Sollicitation..... | 41 |
| III.2.3.Calcul de ferrailage..... | 41 |
| III.2.4. Vérification | 42 |
| III.2.5.Vérification de l'effort tranchant | 44 |
| a. Armatures de répartition | 45 |
| b. Espacement des armatures | 45 |
| III.2.7.présentation du ferrailage..... | 45 |
| III.3.Etude de balcon..... | 46 |
| III.3.1.Balcon étage courant | 46 |
| III.3.1.1. Calcul des sollicitations | 46 |
| III.3.1.2. Calcul des moments | 47 |
| III.3.1.3. Ferrailage..... | 47 |
| a) Armatures principales | 47 |
| b) Armatures secondaires | 48 |
| c) Espacement entre les armatures..... | 48 |
| III.3.1.4. Vérification | 48 |

| | |
|--|----|
| • Vérification des diamètres des armatures | 48 |
| • Vérification à l'ELU | 48 |
| • Vérification à l'ELS | 49 |
| III.3.1.5. Dessin de ferrailage de balcon étage | 51 |
| III.3.2. Balcon terrasse | 51 |
| III.3.2.1. Calcul des sollicitations | 51 |
| III.3.2.2. Calcul des moments | 51 |
| III.3.2.3. Ferrailage..... | 52 |
| a) Armatures principales | 52 |
| b) Armatures secondaires | 53 |
| c) Espacement entre les armatures..... | 53 |
| III.3.2.4. Vérification | 53 |
| • Vérification des diamètres des armatures | 53 |
| • Vérification à l'ELU | 53 |
| • Vérification à l'ELS | 54 |
| III.3.2.5. Dessin de ferrailage de balcon terrasse | 55 |
| III.4. Etude d'escalier | 56 |
| III.4.1. Type(01) | 56 |
| III.4.1.1. schéma statique | 56 |
| III.4.1.2. Combinaison des charges..... | 56 |
| III.4.1.3. Calcul du ferrailage..... | 57 |
| III.5.7. dessin de ferrailage de l'escalier | 64 |
| III.5. Poutre palière..... | 64 |
| III.5.1. Définition | 64 |

| | |
|---|----|
| III.5.2.Pré-dimensionnement..... | 64 |
| III.5.3.Evaluation des charges | 64 |
| III.5.4.Ferraillage | 65 |
| III.5.5.Vérification..... | 67 |
| III.5.6.Calcul de la poutre palière a la torsion | 68 |
| III.5.7.dessin de ferraillage de la poutre palière..... | 70 |

Chapitre IV : Etude des planchers

| | |
|---|----|
| IV.1.Introduction..... | 71 |
| IV.2.Dimensionnement des poutrelles | 71 |
| IV.3. Les type des poutrelles..... | 72 |
| IV.4.Détermination des efforts internes | 73 |
| IV.4.1. Poutrelle type (1) | 73 |
| IV.4.2.Poutrelle type (2) | 76 |
| IV.4.3.Poutrelle type 3) | 78 |
| IV.4.4.Poutrelle type (3) | 79 |
| IV.5.Calcul des ferrailages | 80 |
| IV.5.1.L'enrobage..... | 81 |
| IV.5.2. Les armatures longitudinales | 81 |
| IV.5.3. Condition de non fragilité..... | 83 |
| IV.5.4. Pourcentage minimal..... | 83 |
| IV.5.5.Tableau Récapitulatif..... | 83 |
| IV.5.6. Diamètre minimal | 84 |
| IV.5.7.Espacement des cadres St | 84 |

| | |
|---|----|
| IV.5.8.Vérification de l'effort tranchant..... | 84 |
| IV.5.9.Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis..... | 85 |
| IV.5.10.Vérification de la flèche..... | 85 |
| IV.5.11.La dalle mince (Table de compression)..... | 86 |

Chapitre V : Analyse de la structure

| | |
|--|-----|
| V. 1.Introduction | 91 |
| V.2.Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques.... | 92 |
| a) Méthode statique équivalente | 92 |
| b) Méthode d'analyse modale spectrale | 92 |
| c) Méthode d'analyse dynamique par Accélérogramme | 93 |
| V.3. Calcul des actions sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale)..... | 93 |
| V.3.1. Présentation du logiciel de calcul | 93 |
| V.3.2. Spectre de Réponse de calcul..... | 95 |
| V.3.3.Nombre de modes à considérer..... | 97 |
| V.4. Modélisation de la structure en portiques (sans voiles) | 98 |
| V.4.1 Modélisation de la structure initiale (variante 1)..... | 100 |
| V.4.2. Deuxième proposition | 102 |
| V.5. Vérification des conceptions de RPA 99V2003..... | 106 |
| V.5.1.Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode Statique équivalente | 106 |
| V.5.2 Vérification des déplacements..... | 113 |
| V.5.3Vérification VIS-A-VIS De L'effet P- Δ | 115 |
| V.5.4Vérification au Renversement..... | 117 |
| V.5.5 Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure..... | 119 |

| | |
|---|-----|
| V.5.5.1 L'excentricité Théorique..... | 120 |
| V.5.5.2. L'excentricité Accidentelle..... | 120 |
| V.6 Conclusion | 121 |

Chapitre VI : Ferrailage des éléments porteurs.

| | |
|--|-----|
| VI.1 Introduction..... | 123 |
| VI.2 Combinaisons d'action..... | 123 |
| VI.3. Ferrailage des poteaux : | 124 |
| VI.3.1 Recommandations du RPA 2003..... | 125 |
| VI 3.2 les sollicitation dans les poteaux..... | 128 |
| VI.3.3 Ferrailage des poteaux: | 128 |
| VI.4 Etude des poutres : | 138 |
| VI.4 .1. Introduction : | 138 |
| VI. 4.2 Combinaisons de calcul:..... | 138 |
| VI. 4.3 Recommandations du RPA 2003..... | 138 |
| VI.4.4 calcul de Ferrailage:..... | 139 |
| VI.4.4.1 l'enrobage : | 139 |
| VI4.4.2 poutre principale:..... | 139 |
| 1. armature longitudinale..... | 139 |
| 2. vérification nécessaires pour les poutres..... | 140 |
| 3. Armatures transversales..... | 142 |
| 4. présentation du ferrailage des poutre principale..... | 144 |
| VI4.4.2 poutre secondaires:..... | 144 |
| 1. armature longitudinale..... | 144 |
| 2. vérification nécessaires pour les poutres..... | 145 |
| 3. Armatures transversales..... | 147 |
| 4. présentation du ferrailage des poutre..... | 149 |
| VI.5 Etude de voiles | 150 |
| VI.5 .1. Introduction : | 150 |
| VI.5.2 types d'armatures:..... | 150 |
| 2.1 armatures verticales..... | 150 |
| 2.2 armatures horizontales..... | 150 |
| 2.3 armatures transversal..... | 151 |
| VI.5 3. calcul de section d'armature (ferrailage verticales)..... | 151 |
| 3.1 ferrailage verticales..... | 151 |
| 3.2 étapes de calcul | 152 |
| 4. choix de combinassions d'action pour les armatures verticales | 154 |
| VI. 6 calcul de section d'armature..... | 155 |
| 1. armature verticales..... | 155 |
| 6.1.2 calcule armature à flexion composée..... | 157 |
| 6.1.3 armature verticales minimal..... | 157 |
| VI 6.1.4 Vérification des contraintes de cisaillement :..... | 159 |
| VI 6.1.5 Armatures horizontales :..... | 159 |
| VI 6.1.6 globalement dans la section voile | 159 |

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

| | |
|---|-----|
| VII.1 Etude de fondation..... | 162 |
| VII.2.introduction..... : | 162 |
| VII.3 calcul de fondation : | 162 |
| 3.1 critère de choix | 163 |
| VII. 4 Radiers :..... | 164 |
| 1)Selon la condition forfaitaire..... | 164 |
| 2) condition de la rigidité..... | 164 |
| VII.5. caractéristique géométrique du radier | 168 |
| VII.6 vérification de stabilité:..... | 168 |
| VII. 7. Ferrailage du radier: | 170 |
| VII 8 calcule des armatures :..... | 173 |
| VII 9 Calcul de débordement du radier:..... | 174 |
| VII.10Les sollicitations sur les nervures | 175 |
| VII 11 calcul de Ferrailage:..... | 177 |
| VII 12 Etat limite de déformation :BAEL91(B.6.5.1)..... | 179 |
| VII 13 longrine | 181 |
| VII.14.La dalle flottante..... | 182 |
| 1.introduction: | 182 |
| 2. Mise en oeuvre : | 182 |
| 2.1. Préparation du sol : | 183 |
| 2.2. Mise en place de terre pleine : | 183 |
| 2.3. Exécution de dallage: | 183 |

Liste des figures

Chapitre I

| | |
|--|----|
| Figure I.1: Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton..... | 5 |
| Figure I.2: Evolution de la résistance du béton en traction f_{tj} en fonction de celle en compression f_{cj} | 6 |
| Figure I.3 : Evolution du module de Young différée E_{vj} en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} | 7 |
| Figure I.4. Diagramme contraintes déformations à L'ELU..... | 9 |
| Figure I.5. Diagramme contraintes déformations à L'ELS..... | 9 |
| Figure I.6. Diagramme conventionnel contraintes-déformations des armatures..... | 11 |

Chapitre II

| | |
|---|----|
| Figure II.2.1: Pré dimensionnement des poutres principales..... | 16 |
| Figure II.2.2: Pré dimensionnement des poutres secondaire..... | 17 |
| Figure II.2.3: Pré dimensionnement des poteaux..... | 19 |
| Figure II.2.4: Coupe de voile en élévation..... | 20 |
| Figure II.3.1.1: Coupe transversale sur un plancher à corps creux..... | 21 |
| Figure II.3.1.2 : Coupe transversale d'une poutrelle..... | 22 |
| Figure II.4.1 : Schéma de l'acrotère..... | 23 |
| Figure II.4.2.1 : Schéma d'escalier..... | 24 |
| Figure II.4.2.2 : Schéma statique d'escalier..... | 25 |
| Figure II.5.2.1 : Schéma d'un plancher de terrasse inaccessible..... | 27 |
| Figure II.5.2.2 : Schéma d'un plancher étage courant..... | 28 |
| Figure II.5.2.3 : Schéma du mur extérieur..... | 29 |
| Figure II.6.1: La surface afférente sur poteau intermédiaire(B2)..... | 33 |

Chapitre III

| | |
|--|----|
| Figure III.1: Schéma statique de l'acrotère..... | 39 |
| Figure III.2 : Schéma statique de M ,N,T..... | 40 |
| Figure III. 3. Ferrailage de L'acrotère..... | 45 |
| Figure III.4 : Schéma de balcon..... | 46 |
| Figure III.5. Section de la dalle pleine à ferrailer..... | 47 |
| Figure III.6. Ferrailage de balcon étage..... | 51 |
| Figure III.7. Section de la dalle pleine à ferrailer..... | 52 |
| Figure III.8. Ferrailage de balcon terrasse..... | 55 |
| Figure III.9. Les charges sur l'escalier..... | 56 |

| | |
|--|----|
| Figure III.10. Schéma de ferrailage de l'escalier..... | 63 |
| Figure III.11: Coupe Poutre..... | 68 |
| Figure III.12. Schéma de ferrailage de la poutre palière..... | 70 |

Chapitre IV

| | |
|--|----|
| Figure IV.1. Les types des poutrelles..... | 72 |
| Figure IV.2. Les diagrammes des moments et efforts tranchants pour poutrelle étage courants type(1) à l'ELU..... | 75 |
| Figure IV.3. Les diagrammes des moments et efforts tranchants pour poutrelle étage courants type(2) à l'ELU..... | 76 |
| Figure IV.4. Les diagrammes des moments et efforts tranchants pour poutrelle étage courants type(3) à l'ELU. | 78 |
| Figure IV.5. Les diagrammes des moments et efforts tranchants pour poutrelle étage courants type(4) à l'ELU..... | 79 |
| Figure IV.6. Schéma des poutrelles..... | 80 |
| Figure IV.7. Schéma de ferrailage des poutrelles sur travée..... | 86 |
| Figure IV.8. Schéma de ferrailage des poutrelles sur appuis..... | 86 |
| Figure IV.9. Schéma de ferrailage de la dalle mince. | 88 |
| Figure IV.10. Ancrage du diaphragme, sens non porteur (Continuité du diaphragme)..... | 89 |

Chapitre V

| | |
|---|-----|
| Figure V.1 : Simulation de la force sismique..... | 94 |
| Figure V.2. Courbe de spectre de réponse..... | 95 |
| Figure V.3. Disposition des portiques..... | 99. |
| Figure V.4. Vue en plan et en élévation de la 1 ^{ère} proposition..... | 100 |
| Figure V.5. Vue en plan et en élévation de la 2 ^{ème} proposition..... | 102 |
| Figure V.6. Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan (deuxième variante). | 104 |
| Figure V.7. Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (deuxième variante)..... | 105 |
| Figure V.8. Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (deuxième variante)..... | 112 |
| Figure V.9. Distribution des efforts tranchants et des forces sismiques (X-X) au niveau de chaque étage..... | 113 |

Chapitre VI

| | |
|--|------------|
| Figure VI.1 : la zone nodale..... | 126 |
| Figure VI .2 : Ferrailage des poteaux..... | 137 |
| Figure VI.3 : Ferrailage des poutres principales..... | 144 |
| Figure VI.4 : Ferrailage des poutres secondaire..... | 149 |
| Figure VI.5: Ferrailage de voile pleine..... | 160 |

Chapitre VII

| | |
|--|------------|
| Figure VII.1 : section équivalente au radier général..... | 168 |
| Figure VII. 2: Schéma isostatique et sollicitations de les débords..... | 166 |
| Figure VII. 3: transmission de charge dans ces deux sens..... | 176 |
| Figure VII.4: diagramme des moment fléchissant (ELU)..... | 176 |
| Figure VII.5: diagramme des moment fléchissant (ELS)..... | 177 |
| Figure VII.6 : diagramme des effort tranchent (ELU)..... | 177 |
| Figure VII.7: Schéma de ferrailage globale de radier..... | 180 |
| Figure VII.8 : Schéma ferrailage de nervure | 180 |
| Figure VII.9 : Ferrailage de longrine..... | 183 |
| Figure VII.10 : La dalle flottante..... | 184 |

Liste des tableaux

Chapitre I

| | |
|---|----|
| Tableau I.1 : Valeurs limites de la contrainte limite d'élasticité de l'acier fe..... | 10 |
|---|----|

Chapitre III

| | |
|---|-------|
| Tableau II.5.2.1 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible..... | 27 |
| Tableau II.5.2.2 : Charge permanente du plancher étage courant..... | 28 |
| Tableau II.5.2.3 : Charge permanente du murs extérieur..... | 29 |
| Tableau II.5.2.4.1 : Charge permanente du Paillasse..... | 30 |
| Tableau II.5.2.4.2 : Charge permanente du palier de repos..... | 30 |
| Tableau II.5.2 .5 : Charge permanente du voile..... | 31 |
| Tableau II.5.6.1 : Charge permanente du balcon terrasseinaccessible..... | 31 |
| Tableau II.5.6.2. : Charge permanente du balcon étage..... | 32 |
| . Tableau II.6.1 : Descente de charge pour poteau (B 2)..... | 34/35 |

Chapitre III

| | |
|--|----|
| Tableau III.3.Le ferrailage de l'acrotère..... | 42 |
| Tableau III.1. Effort interne dans l'escalier type (01)..... | 57 |
| Tableau III.2. Vérification de la contrainte..... | 59 |
| Tableau III.3.Le ferrailage de l'escalier..... | 59 |
| Tableau III.5.4. Le ferrailage de l'escalier..... | 67 |
| Tableau III.5.6. Recupltatif de ferailage de torsion | 69 |

Chapitre IV

| | |
|--|----|
| Tableau IV.1. Charges supporté par Les poutrelles..... | 72 |
| Tableau IV.2. Moments pour les poutrelles type (1)..... | 75 |
| Tableau IV.3. Efforts tranchants dans les poutrelles type (1)..... | 76 |
| Tableau IV.4. Moments pour les poutrelles type (2)..... | 77 |
| Tableau IV.5. Efforts tranchants dans les poutrelles type (2)..... | 77 |
| Tableau IV.6. Moments pour les poutrelles type (3)..... | 78 |
| Tableau IV.7. Efforts tranchants dans les poutrelles type (3)..... | 79 |
| Tableau IV.8. Moments pour les poutrelles type (4). | 80 |
| Tableau IV.9. Efforts tranchants dans les poutrelles type (4)..... | 80 |
| Tableau IV.10. Les sollicitations dans les poutrelles..... | 81 |

| | |
|----------------------------|----|
| Tableau IV.11 | 83 |
| Tableau IV.12 | 83 |

Chapitre V

| | |
|--|-----|
| Tableau V.1 . Valeurs des pénalités P_q | 97 |
| Tableau V.2 . Classification des sites..... | 98 |
| Tableau V.3 . Résultat de la première variante..... | 99 |
| Tableau V.4 . Périodes et coefficients de participation modaux..... | 101 |
| Tableaux V.5 . Périodes et coefficients de participation modaux..... | 103 |
| Tableau V.6 l'efforts réduits sur les poteaux et les voiles..... | 105 |
| Tableau V.7 : Coefficient d'accélération de zone A..... | 107 |
| Tableau V.8 : Valeurs de ξ (%)..... | 107 |
| Tableau V.9 : Le poids total de la structure..... | 110 |
| Tableau V.10 Tableau récapitulatif de force sismique statique..... | 111 |
| Tableau V.11 : Les Déplacements Du aux Force Sismiques Au sens Longitudinal (XX)..... | 114 |
| Tableau V.12 : Les Déplacements Du aux Force Sismiques au sens Transversal (YY).... | 115 |
| Tableau V.13 : Vérification a L'effet (P- Δ) < Sens Longitudinal >..... | 116 |
| Tableau V.14 : Vérification a L'effet (P- Δ) <Sens Transversal>..... | 117 |
| Tableau V.15 : Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens XX..... | 118 |
| Tableau V.16 Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens YY..... | 119 |
| Tableau V.17 : Caractéristiques Massique de la Structure..... | 121 |
| Tableau V.18 : L'excentricité Accidentelle des Etages..... | 121 |

Chapitre VI

| | |
|--|-----|
| Tableau VI.1 : Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques..... | 124 |
| Tableau VI.2 : pourcentage minimal et maximale des armature longitudinales | 126 |
| Tableau VI.3 : les résultats des efforts et moment pour chaque combinaison..... | 128 |
| Tableau VI.4 : Tableau récapitulatif poutre principal..... | 146 |

| | |
|---|-----|
| Tableau VI. 5: Tableau récapitulatif poutre secondaire | 147 |
|---|-----|

| | |
|---|-----|
| Tableau VI.6 : Armatures des voiles..... | 158 |
|---|-----|

Chapitre VII

| | |
|---|-----|
| Tableau VII.1 : Coefficient μ_x et μ_y | 171 |
|---|-----|

| | |
|--|-----|
| Tableau VII.2: récapitulatif des résultats de ferrailage des dalle radier(L'ELU)... | 172 |
|--|-----|

| | |
|--|-----|
| Tableau VII.3: récapitulatif des résultats de ferrailage des dalle radier(L'ELS)... | 173 |
|--|-----|

| | |
|--|-----|
| Tableau VII.4: récapitulatif des résultats de ferrailage de poutrelle | 178 |
|--|-----|

Symboles et Notations

E :Module d'élasticité longitudinale, séisme.

G :Charges permanentes.

Q :Action variables quelconque.

S :Action dues à la neige.

W :Action dues au vent.

As :Aire d'un acier.

B :Aire d'une section de béton.

E :Module d'élasticité longitudinal.

E_b :Module de déformation longitudinale du béton.

E_i :Module de déformation instantanée.

E_{fl} : Module de déformation sous fluage.

E_s :Module d'élasticité de l'acier.

E_v :Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de « j » jours).

F :Force ou action en général.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_g :Moment fléchissant développé par les charges permanente.

M_q :Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

M_t : Moment en travée.

M₀ : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui i

M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

M_j : Moment correspondant à j.

M_g : Moment correspondant à g.

M_q : Moment correspondant à q.

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime.

N : Effort normale du aux charges verticales.

a: Une dimension (en générale longitudinal).

b : Une dimension (largeur d'une section).

b_0 : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée. d: Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

e: Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f: Flèche.

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv} : la flèche correspondant à v.

Δf_{tadm} : la flèche admissible.

f e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge« j » jours.

F_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge« j » jours.

F_{c28} et f_{t28} :Grandeurs précédentes avec $j=28j$.

g: Densité des charges permanentes.

h: Hauteur totale d'une section.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

i : Rayon de giration d'une section de B A.

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton.

q : Charge variable.

S_t : Espacement des armatures transversales.

X : Coordonnée en général, abscisse en particulier. **σ_c** : Contrainte de compression du béton.

B_r : Section réduite.

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

C : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

F : Coefficient de sécurité = 1.5.

H_t : Hauteur totale du plancher.

I : Moment d'inertie (m⁴).

I_{j_i} : Moment d'inertie correspondant à j . **I_{g_i}** : Moment d'inertie correspondant à g .

I_{q_i} : Moment d'inertie correspondant à q .

I_{g_v} : Moment d'inertie correspondant à v .

Q : Facteur de qualité.

q_u : Charge ultime.

q_s : Charge de service.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

l' : Longueur fictive.

l'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

n: Nombre de marches sur la volée.

R : Coefficient de comportement global.

T₂ : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W: Poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m³).

γ_b : Coefficient de sécurité.

γ_s : Coefficient de sécurité. : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η: Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v: Coefficient différé.

Résumé

Le but de cette étude est Conception et Modélisation d'un bâtiment à usage d'habitation

(R +8) qui sera implanté dans la wilaya de TIPAZA , classé en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003), La stabilité de l'ouvrage est assurée par les portiques et les voiles, L'étude et l'analyse de ce structure ont été établies par le logiciel (Robot2014).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir le BAEL91 modifier99 et RPA99 version 2003

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى تصميم و نمذجة بناية ذات طابع سكني مكونة من الطابق الأرضي +8 طوابق يتم انجازها في ولاية تيبازة , المصنفة كمنطقة زلزالية من الدرجة الثالثة (منطقة ذات نشاط زلزالي عالي) حسب القواعد الزلزالية الجزائرية 99 المحدثّة في 2003 , استقرار البناية مضمون بالعوارض و الأعمدة و الجدران الحاملة , و لدراسة و تحليل هاذة البناية استعملن برنامج الاوتودسك روبوت 2014

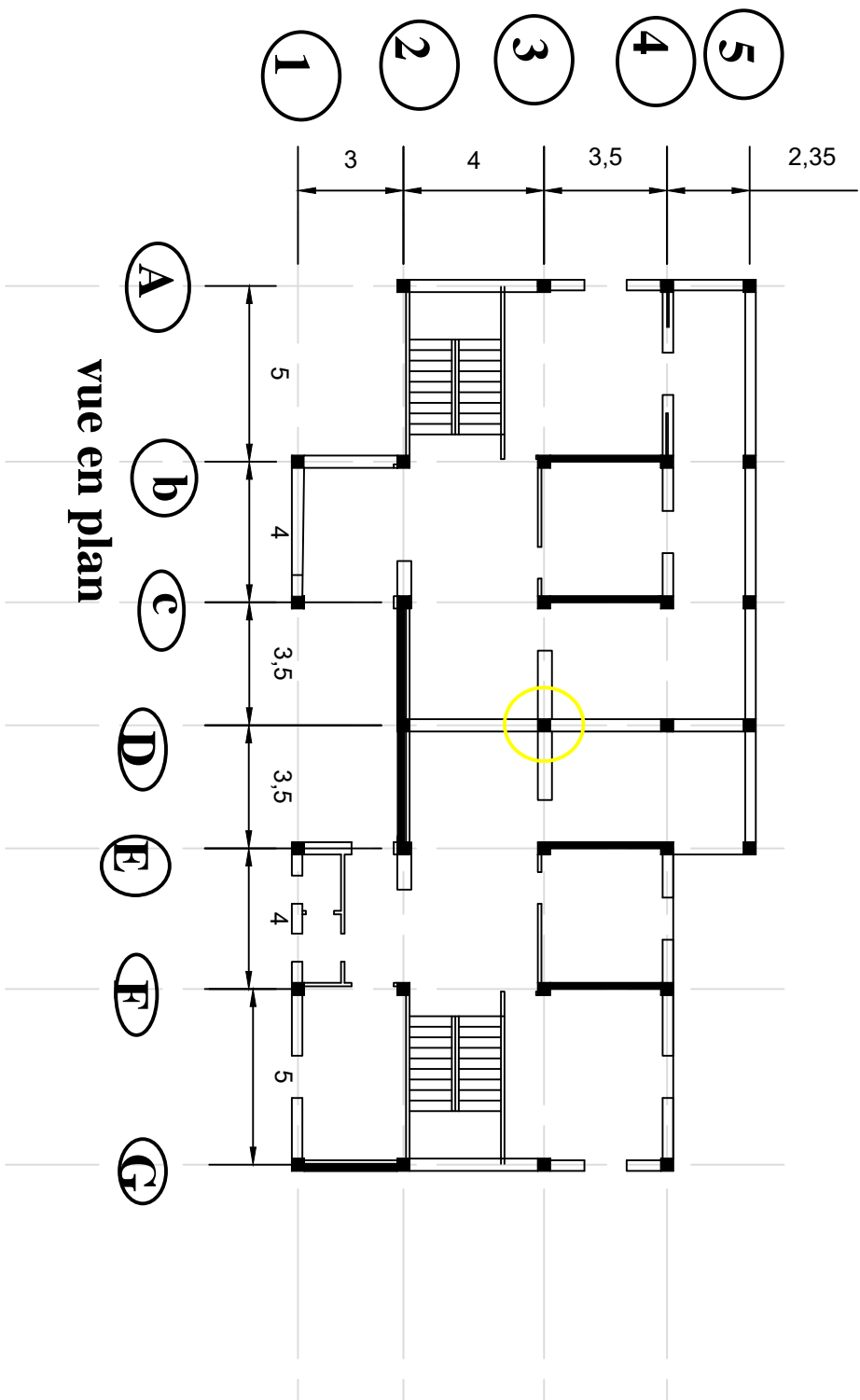
حساب أبعاد و ألتسليح للعناصر المقاومة تم باستخدام قواعد الخرسانة المسلحة فب الحالات الحدية نسخة 91 المحدثّة 99 و القواعد الزلزالية الجزائرية 99 المحدثّة في 2003

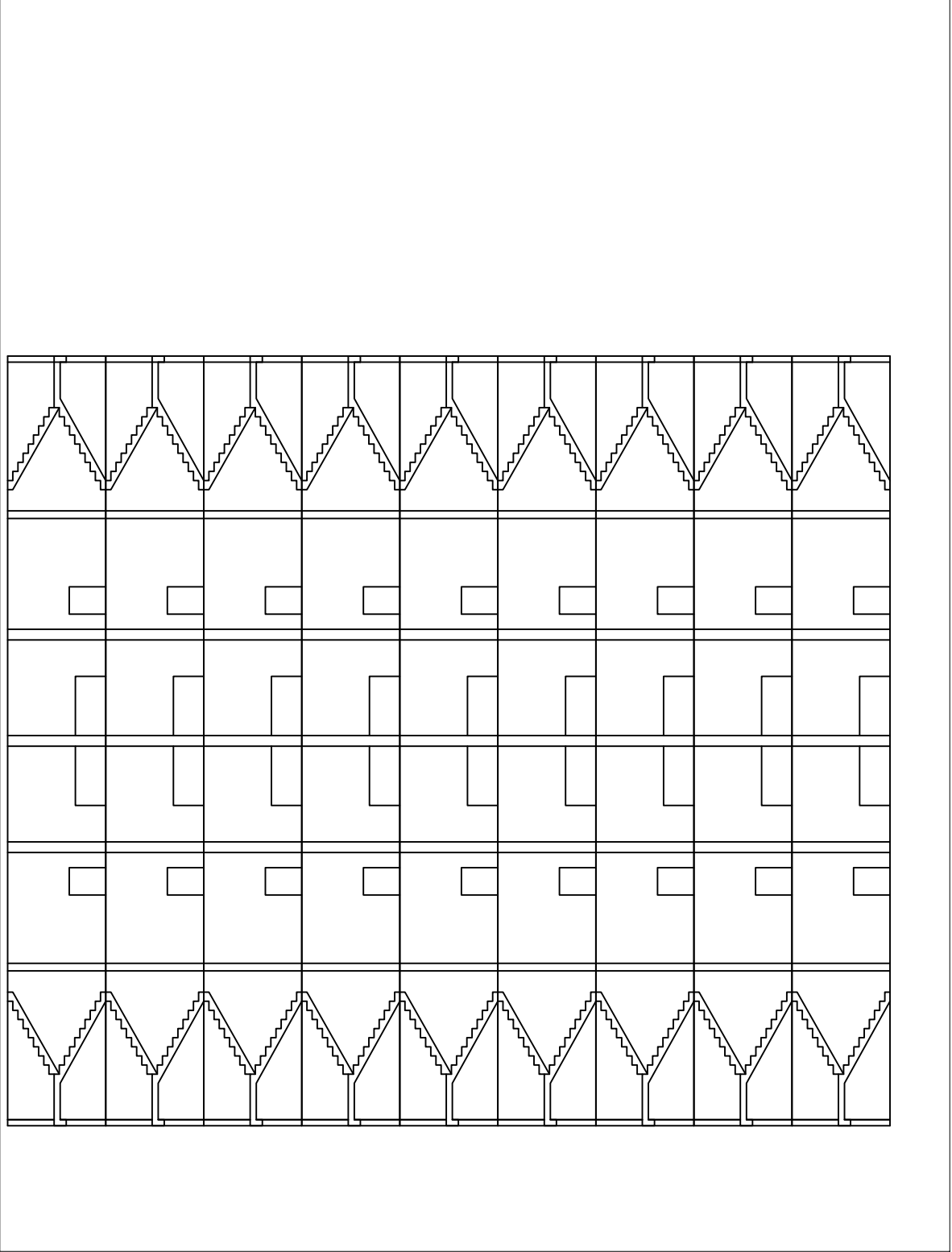
Abstract:

The aim of this study is the conception of an for dwelling of R + 8s floors which will be established in the wilaya of tipaza commune , classified in zone III according to the Algérien parasismic regulation (RPA 99 version 2003). The stability of the work is ensured by the beams, and the columns and the walls. The study and the analysis of this plan had been established by software (Robot2014).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (BAEL91 modifier99, RPA99 - Version 2003).

Les plans





COUPE A-A

Introduction générale :

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans quelques grands domaines d'intervention: structures, géotechnique, hydraulique et transport.

Dans le but de récapituler l'essentiel de ce que nous avons acquis durant notre formation, d'approfondir nos connaissances dans le domaine de calcul des structures et s'initier au canevas de calcul, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment R+8 à usage habitation implanté à Tipaza.

Pour ce faire, nous allons répartir le travail en (07) chapitres à savoir :
Le premier contient une présentation générale du bâtiment et les caractéristiques des matériaux. Dans le second chapitre nous avons fait un pré dimensionnement des éléments structuraux de notre bâtiment et descente des charges. Ensuite nous avons présenté le calcul des planchers et des éléments secondaires. Après cela nous avons fait une étude sous charges horizontales (séisme et vent). Ensuite nous avons exposé le ferrailage des éléments résistants.

Dans le dernier chapitre nous avons une étude du sol et des fondations. Nous terminons notre travail par une conclusion générale qui regroupe l'ensemble des remarques et des constatations.

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (CBA93, BAEL91, RPA 2003 et les différents DTR).

Présentation du projet

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage :

I.1. Introduction :

Dans ce chapitre on va présenter les caractéristiques de la structure et les différentes propriétés des matériaux.

I.2. Caractéristiques géométriques :

- La hauteur du rez-de-chaussée est de : 3,06 m.
- La hauteur d'étage courant de : 3,06m.

Les dimensions en plan du bâtiment :

- Largeur du bâtiment : 12.85m.
- Longueur du bâtiment : 25m.
- La hauteur du bâtiment y compris l'acrotère est de : 28.14m.

I.3. Données du site :

- Le bâtiment sera implanté dans la wilaya d'Tipaza , zone classée par le RPA 2003 comme une zone de fort sismicité (Zone III).
- Le bâtiment est à usage administratif donc appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme un site meuble : catégorie S₂.

La contrainte admissible du sol $\sigma_{adm} = 1.97$ bar.

I.4. Conception de la structure:

a) Ossature de l'ouvrage:

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques voiles, pour assurer la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux et verticaux, qui sont dus aux charges permanentes, charges d'exploitation, charges climatiques et les actions sismiques.

b) Plancher :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux.

- Plancher à corps creux.
- Le plancher terrasse est inaccessible.

C Escaliers :

La circulation verticale est assurée par un escalier à trois volées construites en béton armé.

D / Maçonnerie :

- Cloison de séparation en brique creuse d'épaisseur **e = 10cm**.
- Murs de façade en doubles parois en brique creuse d'épaisseur **10cm** et **15cm** séparées d'un vide d'air de **5cm** d'épaisseur.

E/ Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

Carrelage : pour les planchers, l'épaisseur $e = 2\text{cm}$.

pour les escaliers, l'épaisseur $e = 2\text{cm}$.

Enduit plâtre : 2cm pour les murs intérieurs.

2cm pour les plafonds.

F/ Acrotères :

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

g/ Gaine de l'ascenseur :

Compte tenu de la hauteur de ce bâtiment, la conception de l'ascenseur est nécessaire pour faciliter la circulation entre les différents étages.

I.5. Caractéristique mécanique des matériaux :**I.5.1. Le béton :**

Le béton est un mélange d'agrégats (gravillons - sable), de liant (ciment) et d'eau de gâchage avec des proportions convenables qui doivent être respectées et de manière homogène.

Le dosage usuel en ciment doit varier entre 300 et 400 kg/m^3 du béton mis en œuvre.

Le béton utilisé dans notre projet est dosé à 350 kg/m^3 en ciment portland (CP) et aura une masse volumique de 25KN/ m^3 .

Les proportions de 1 m^3 de béton sont :

- 800 Kg/m^3 de gravillon ($\emptyset \leq 25 \text{ mm}$).
- 400 Kg/m^3 de sable ($\emptyset \leq 5 \text{ mm}$).

- 350 kg/m³ de ciment (CPJ42.5 pour superstructure et CRS42.5 pour l'infrastructure).
- 180 L/m³ d'eau.

I.5.1.1. Caractéristique mécanique du béton :

a) Résistance caractéristique à la compression : BAEL91 (Article A.2.1, 11)

Au point de vue mécanique, le béton est caractérisé par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours appelée valeur caractéristique requise (ou spécifiée) et notée f_{c28} . Cette résistance est obtenue par l'essai d'écrasement des éprouvettes cylindriques (D=16cm, H=32cm) en béton normalisées dans le laboratoire.

Pour nos calculs, on prendra : $f_{c28} = 30\text{MPa}$.

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton en cours d'exécution pour $j < 28$, on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} donnée par :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.67 + 0.83j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40\text{MPa}$$

- Pour $j \geq 60$ jours $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$

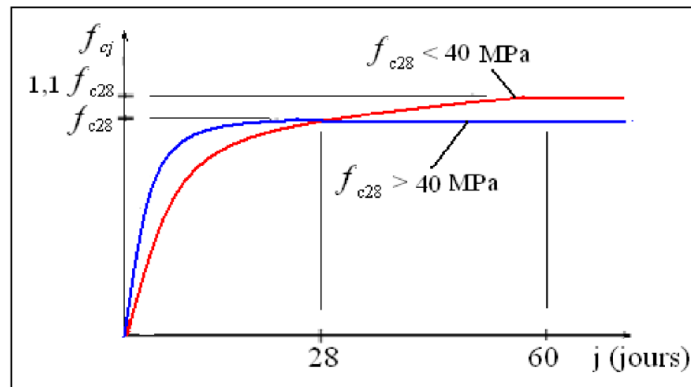


Figure I.1: Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton

b/ Résistance caractéristique à la traction :BAEL91 (Article A.2.1, 12)

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} .

En pratique, les règlements fixent la valeur de f_{t28} à partir de f_{c28} en se référant à la

$$\text{relation suivante : } \begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} & \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{MPa.} \\ f_{tj} = 0,275 \sqrt[3]{f_{cj}^2} & \text{pour } f_{c28} > 60 \text{MPa.} \end{cases}$$

Dans notre cas : $f_{t28} = 2.4 \text{MPa}$.

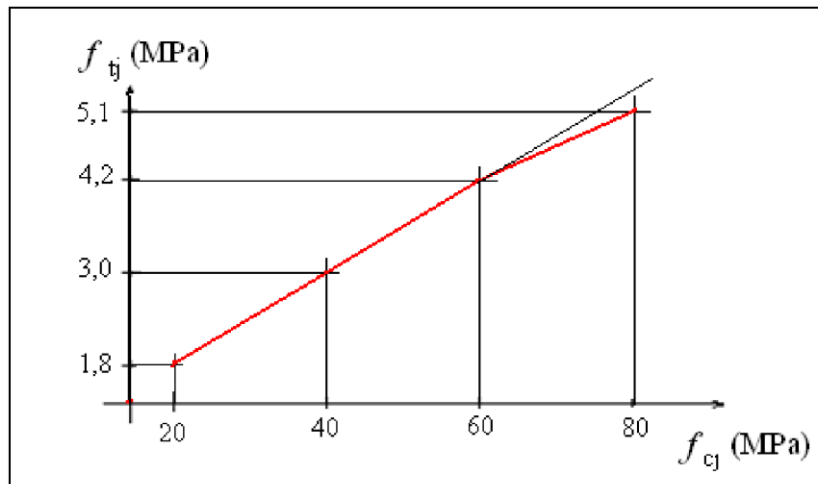


Figure I.2: Evolution de la résistance du béton en traction f_{tj} en fonction de celle en compression f_{cj} .

c/ Module déformation longitudinale du béton : BAEL91 (Article A.2.1, 2)

On distingue :

➤ Module de déformation instantanée : BAEL91 (Article A.2.1, 2.1)

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à **24 heures**, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

On aura : $E_{i28} = 34179.56 \text{MPa}$.

➤ Module de déformation différée : BAEL91 (Article A.2.1, 2.2)

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

On aura : $E_{v28} = 11496.76 \text{MPa}$.

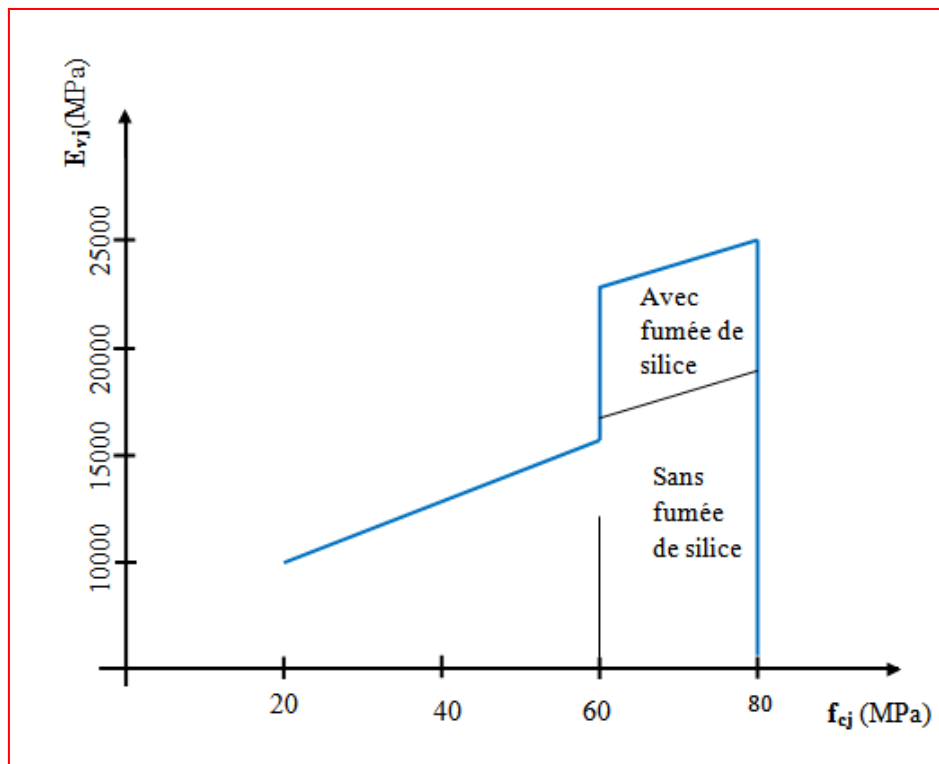


Figure I.3 : Evolution du module de Young différée E_{vj} en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} .

D / Coefficient de POISSON :BAEL91 (Article A.2.1, 3)

Le coefficient de POISSON est le rapport de la déformation relative transversale par la déformation relative longitudinale, il sera pris égal à :

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

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

e/ Module de déformation transversale :

La valeur du module de déformation transversale est donnée par la formule suivante :

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

Avec E : module de Young et ν : Coefficient de poisson

Pour le calcul des sollicitations, le coefficient de poisson est pris égal à 0 (à l'ELU)

ELU: $\nu = 0$ et $G = 0,5 \times E$.

Pour le calcul des déformations, le coefficient de poisson est pris égal à 0,2 (à l'ELS)

ELS : $\nu = 0,2$ et $G = 0,42 \times E$.

f/ Contrainte ultime de cisaillement (de béton) : BAEL91 (Article A.5.1, 21)

La contrainte ultime de cisaillement (τ) pour les armatures droites ($\alpha=90^\circ$) est donnée par les deux expressions suivantes :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} (0,2 f_{cj} / \gamma_b, 5 \text{ MPA}) \quad \text{en fissuration peu préjudiciable} \\ (0,15 f_{cj} / \gamma_b, 4 \text{ MPA}) \quad \text{en fissuration préjudiciable} \end{array} \right.$$

Dans notre cas on a $f_{c28}=30\text{Mpa}$ donc :

$\bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa}$ pour la fissuration peu préjudiciable.

$\bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa}$ pour la fissuration préjudiciable.

g/ Contrainte limite (admissibles) :**➤ Contrainte de compression :**

- À l'E.L.U : D'après le BAEL91 (Article A.4.3, 41)

La contrainte limite de compression est donnée par la relation suivante : $f_{bu} = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b}$

θ : dépend de la durée d'application des contraintes :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{lorsque la durée probable d'application} > 24 \text{ heures.} \\ 0.9 & \text{lorsque } 1 \text{ heure} \leq \text{ la durée probable d'application} \leq 24 \text{ heures.} \\ 0.85 & \text{lorsque la durée probable d'application} < 1 \text{ heure.} \end{cases}$$

Dans notre cas on prend égale à 1.

γ_b : coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

$$\text{Le coefficient } \gamma_b \text{ vaut : } \begin{cases} 1,5 & \text{en situation durable ou transitoire.} \\ 1,15 & \text{en situation accidentelle.} \end{cases}$$

Pour $f_{c28}=30\text{MPa}$, on trouve :

$f_{bu} = 17 \text{ MPa}$ en situation durable ou transitoire.

$f_{bu} = 22.2 \text{ MPa}$ en situation accidentelle.

Le diagramme contrainte déformation du béton est le diagramme « **parabole - Rectangle** ».

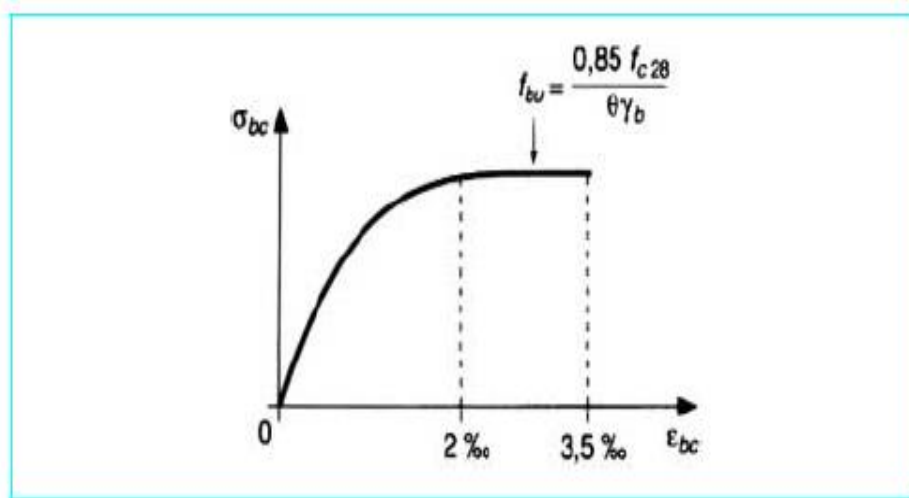


Figure I.4. Diagramme contraintes déformations à L'ELU.

- À l'ELS:

La contrainte limite de service de compression du béton notée σ_{bc} avec :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa.}$$

Le comportement du béton est considéré comme linéaire élastique, donc le diagramme contrainte-déformation à l'ELS sera une droite schématisée comme suit :

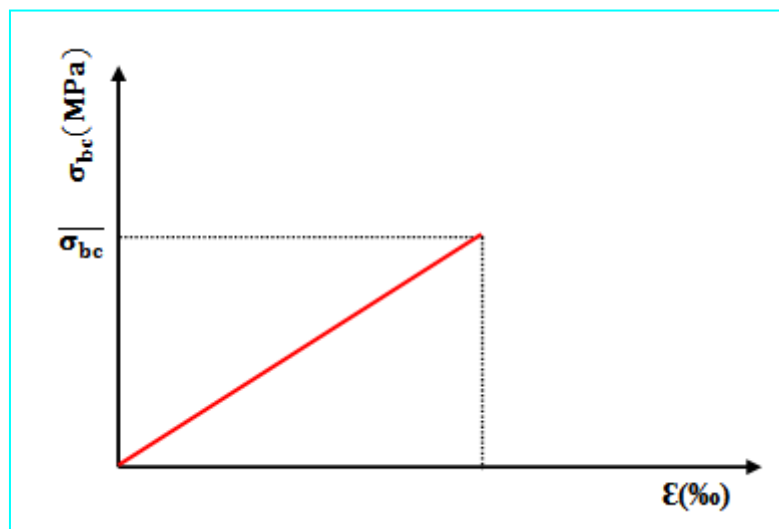


Figure I.5. Diagramme contraintes déformations à L'ELS.

I.5.2.L'Acier: BAEL91 (Article A.2.2)**I.5.2.1. Définition :**

Le matériau acier est un alliage (Fer + Carbone en faible pourcentage), L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500MPa, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

I.5.2.2. Caractéristiques mécaniques :

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

| type | Nuance | f_e (Mpa) | Emploi |
|--------------------------------|--------------------------------------|-------------|--|
| Ronds lisses | FeE215 | 215 | Emploi courant. Epingles de levage des pièces préfabriquées |
| | FeE235 | 235 | |
| Barres HA Type 1 et 2 | FeE400 | 400 | Emploi courant. |
| | FeE500 | 500 | |
| Fils tréfilés HA Type 3 | FeTE400 | 400 | Emploi sous forme de barres droites ou de treillis. |
| | FeTE500 | 500 | |
| Fils tréfilés lisses Type 4 | TL50 $\varnothing > 6\text{mm}$ | 500 | Treillis soudés uniquement emploi courant |
| | TL50 $\varnothing'' \leq 6\text{mm}$ | 520 | |

Tableau I.1 : Valeurs limites de la contrainte limite d'élasticité de l'acier f_e

I.5.2.3. Module d'élasticité des aciers :

Sa valeur est donnée expérimentalement : $E_s = 2.10^5 \text{MPa}$.

I.5.2.4. Contraintes limites dans l'acier :

➤ A l'ELU:

$$\frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \varepsilon_s > 1.74\text{‰}$$

$$E_s \times \varepsilon_s \rightarrow \varepsilon_s < 1.74\text{‰}$$

En situation durable ou transitoire : $(\gamma_s = 1,15) \rightarrow \sigma_s = 348 \text{MPa}$.
En situation accidentelle : $(\gamma_s = 1) \rightarrow \sigma_s = 400 \text{MPa}$.

➤ **A l'ELS :**

La contrainte limite varie selon le type de fissuration :

- $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ Fissuration peu préjudiciable.
- $\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$ Fissuration préjudiciable.
- $\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$ Fissuration très préjudiciable.

D'où :

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 215.56 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 200 \text{ MPa} \end{cases} .$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers rond lisse (RL).

$\eta = 1,3$ pour les aciers a haut adhérence (HA) de $\emptyset < 6 \text{ mm}$.

$\eta = 1,6$ pour les aciers a haut adhérence (HA) de $\emptyset \geq 6 \text{ mm}$.

I.5.2.5. Diagramme déformations-contraintes : BAEL 99 (Article A.2.2, 2)

Le diagramme contraintes-déformations à considérer dans le calcul à l'ELU est défini conventionnellement comme suit :

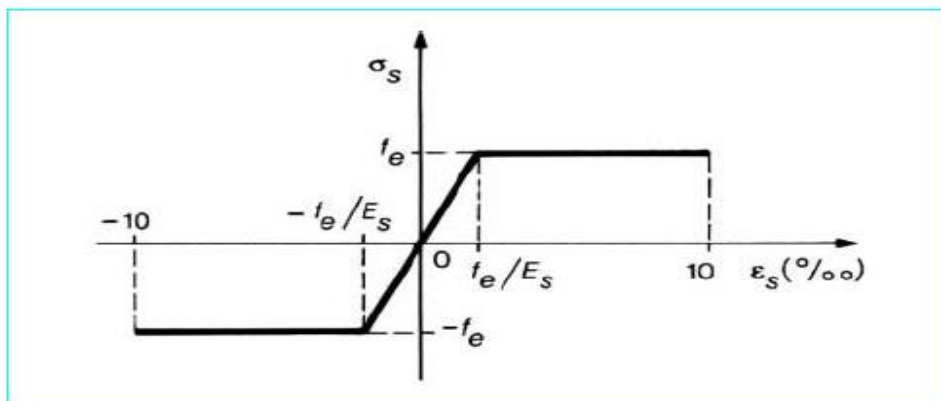


Figure I.6. Diagramme conventionnel contraintes-déformations des armatures.

I.6. Etats limites :

Suivant les règles BAEL on distingue deux états limites de calcul :

- Etats limite ultime de résistance E. L. U. R
- Etats limite de service

I.6.1. E. L. U. R :

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les résistances calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algérienne RPA2003.

On doit par ailleurs vérifier qu'ELUR n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

➤ Hypothèse de calcul :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le raccourcissement du béton est limité à :
 $\varepsilon_{bc}=2\text{‰}$ en flexion composée.
 $\varepsilon_{bc}=3,5\text{‰}$ en compression simple
- L'allongement de l'acier est limité à $\varepsilon_s = 10\text{‰}$.
- Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour.
 - ✓ Le béton en compression.
 - ✓ L'acier en traction et en compression.

I.6.2. E. L. S :

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées sans dépassement des contraintes limites.

Les calculs ne se font qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

➤ Hypothèse de calcul :

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- Par convention(n) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton.

$n = E_s / E_b = 15$ « coefficient d'équivalente »

I.7. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

➤ **Etat limite ultime :**

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

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

➤ **Etat limite de service :**

Combinaison d'action suivante: $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

| | | | |
|-----------------|---|--------|-----------------------------|
| $G+Q+E$ | } | avec : | G : charge permanente |
| $G+Q \pm 1,2 E$ | | | Q : charge d'exploitation |
| $0,8 G+E$ | | | E : effort de séisme |

I.8. Les règles et les normes de calcul :

Pour le calcul et la vérification on utilise :

- Les règles parasismiques algériennes (RPA 2003).
- Les règles B.A.E.L91.
- Charges permanents et charges d'exploitations (DTR-BC-2.2).
- Règlement neige et vent (RNV 99).

Pré dimensionnement

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments et descente des charges.

II.1. Introduction :

L'objectif du pré-dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le pré-dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le **RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.**

II.2. Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.2.1. Les poutres

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé de section rectangulaire, elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements verticaux ramenés par les planchers. D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types de poutre :

- 1) Poutres principales (porteuses) : ce sont les poutres susceptibles de reprendre les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.
- 2) Poutres secondaires (non porteuse) : ce sont disposées parallèlement aux poutrelles.

Les poutres seront pré-dimensionnées selon les formules empiriques données par le BAEL 91 révisée 99 et vérifiées par la suite selon le RPA2003.

‡ Condition de poutre : BAEL91 (art B.6.5, 1)

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, selon le **BAEL 91** leur hauteur est donnée selon la condition suivante :

$$H = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right) L_{Max}$$

Avec :

- h : Hauteur de la poutre principale.
- L_{max} : Portée maximale entre nus d'appui.

‡ Les poutres principales (transversales)

‡ Condition de poutre : BAEL91 (art B.6.5, 1)

$$L_{max} = 5.00 \text{ m}$$

$$h = (31.25 \div 50) \text{ cm} \quad \text{On prend : } h = 45 \text{ cm.}$$

$$b = (0,3 \div 0,4) h = (13.5 \div 18) \quad \text{On prend : } b = 30 \text{ cm.}$$

❖ Vérification les conditions de RPA 2003 article 7.5.1page (51) :

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{C.V.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{C.V.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{45}{30} = 1.5 < 4 \quad \longrightarrow \quad \text{C.V.}$$

Donc les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une section de poutre transversale égale à (45×30) cm².

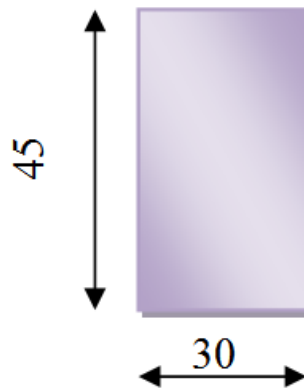


Figure II.2.1: Pré dimensionnement des poutres principales.

‡ Les poutres secondaires (longitudinales)

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, on, détermine leurs hauteurs avec la condition de flèche (BAEL 91) :

➤ **Condition de poutre : BAEL91 (art B.6.5, 1)**

$$H = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right) L_{Max}$$

$$L_{max} = 4.00 \text{ m}$$

$$h = (25 \div 40) \text{ cm} \quad \text{On prend: } h = 35 \text{ cm.}$$

$$b = (0.3; 0.4) h = (12 \div 16) \text{ cm} \quad \text{On prend: } b = 30 \text{ cm.}$$

❖ Vérification les conditions de RPA 2003 article 7.5.1page (51) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{C.V.} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{C.V.} \\ \frac{h}{b} < 4 \Rightarrow 40/30 = 1.33 < 4 \quad \longrightarrow \quad \text{C.V.} \end{array} \right.$$

Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une poutre longitudinale de section (40×30) cm².

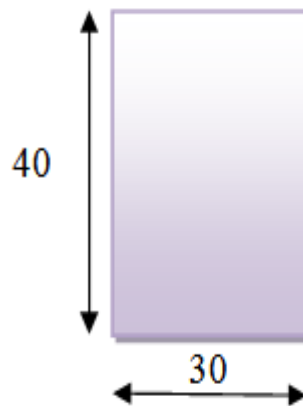


Figure II.2.2: Pré dimensionnement des poutres secondaire.

III.2.3. Les poteaux

Ce sont des éléments en béton armé carrée, rectangulaire ou circulaire, destiné transmettre les charges aux fondations, leurs pré dimensionnement se fait à la compression centrée selon les règles du **CBA93 (Article B.8.2.1)** Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le **RPA**.

$$N_U \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]; \text{ CBA93 (Article B.8.2.1)}$$

D'après le BAEL91 on pose :

$$\frac{A_s}{B_r} = 1\% \rightarrow A_s = 0.01 B_r$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton=1.5

γ_s : Coefficient de sécurité des aciers=1.15

α : Coefficient fonction de l'élanement λ

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Avec : $\lambda = \frac{L_f}{i} = 21.20$

L_f : Longueur de flambement.

$$L_f = 0.7L_0$$

L_0 : Longueur du poteau égala 3.06 m.

I : Moment d'inertie. $I = \frac{b h^3}{12}$

i : Rayon de giration. $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$

On prend : $\lambda \leq 70$

$$h \geq \frac{\sqrt{3}}{50} L_0$$

$$h = 10.60 \text{ cm.}$$

On prend un poteau de section $(45 \times 55) \text{ cm}^2$

❖ **Condition de RPA99 article 7.4.1 page (47-48)**

| | |
|---|--|
| { | $\text{Min}(b ; h) \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{C.V.}$ |
| | $\text{Min}(b ; h) \geq \frac{L_0}{20} = \frac{306}{20} = 15.30 \text{ cm} \longrightarrow \text{C.V.}$ |
| | $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow 0.25 < 1.22 < 4 \longrightarrow \text{C.V.}$ |

La section de poteau adoptées préalablement, et après avoir effectué la descente de charge on vérifiant les recommandations de RPA, on prend un poteau de section $(45 \times 50) \text{ cm}^2$.

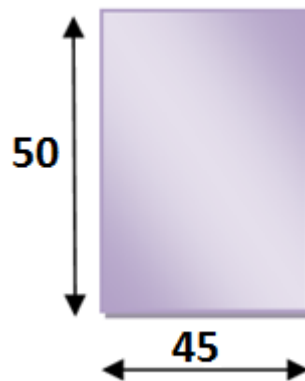


Figure II.2.3: Pré dimensionnement des poteaux.

II.2.4. Les voiles :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales dues au vent et au séisme.

On a deux types des voiles :

- voile de contreventement

- voile de soutènement : pour soutenir le sol et avoir une bonne sécurité.

D'après le RPA2003 (article 7.7.1), les voiles doivent satisfaire la condition :

- Si on considère l'élément comme voile l'élément satisfaisant à la condition :

$L_{min} \geq 4e$ ou e est l'épaisseur du voile.

- Si on considère comme élément linéaire. L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de condition de rigidité aux extrémités comme suit :

Type linéaire :

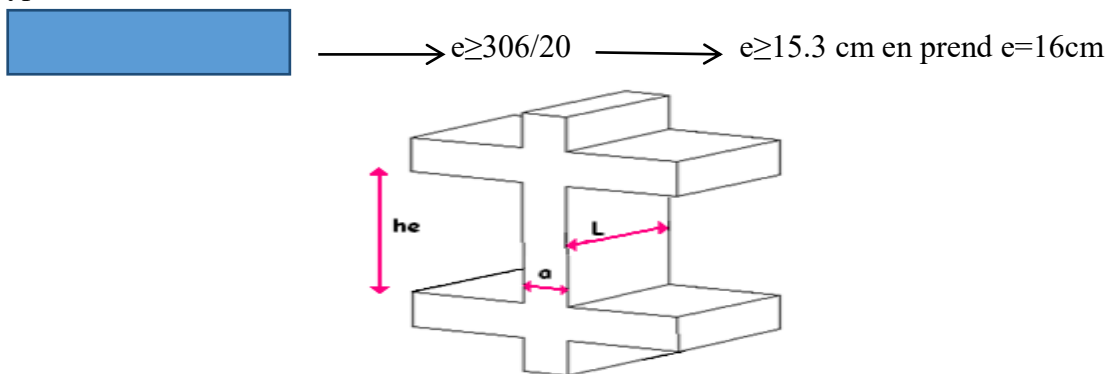


Figure II.2.4: Coupe de voile en élévation.

$L_{min} \geq 4 * e \longrightarrow 150 > 4 \times 16 = 64 \text{cm. (article 7.7.1 page 56)}$

II.3. Pré dimensionnement de plancher :

II.3.1. Les Planchers :

Dans une construction, le plancher est une structure horizontale qui supporte :

- Les surcharges d'exploitation (meubles, véhicules, personnes, ...).
- Les charges permanentes (cloisons, revêtements, ...). Il les retransmet aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs, qui les reportent aux fondations.

Dans notre projet on trouve :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalles pleine pour les balcons.

II.3.1.1 Planchers à corps creux

Il est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.

- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudé.

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le **CBA 93** « **BAEL91 (Article B.6.8.423)** ».

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

Avec:

h_t = hauteur totale du plancher.

L_{\max} = travée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles égale 4.00 m.

$$h_t \geq \frac{400}{22.5} = 17.77 \text{ cm.}$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ($h_t = h_{cc} + h_{ddc} = 16 + 4$) = 20cm.

Avec :

$h_{cc} = 16\text{cm}$: Hauteur du corps creux.

$h_{ddc} = 4\text{cm}$: Hauteur de la dalle de compression.

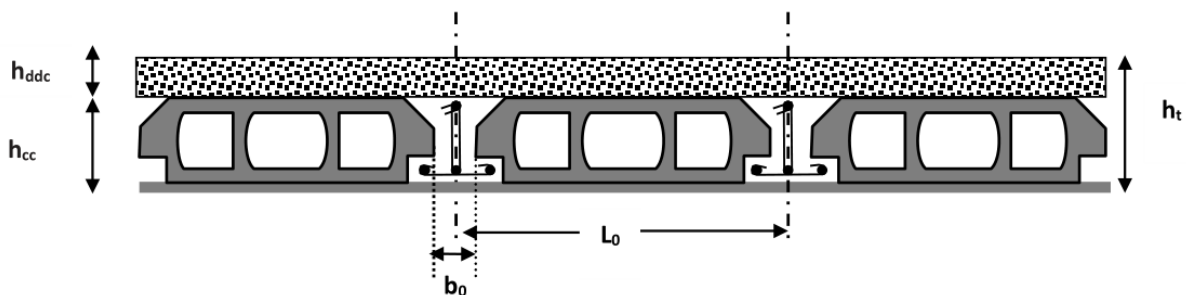


Figure II.3.1.1 Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

b_0 : largeur de la nervure.

‡ Les poutrelles

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T.

❖ Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
 - Le critère de continuité : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.
- ❖ **Dimensionnement des poutrelles**

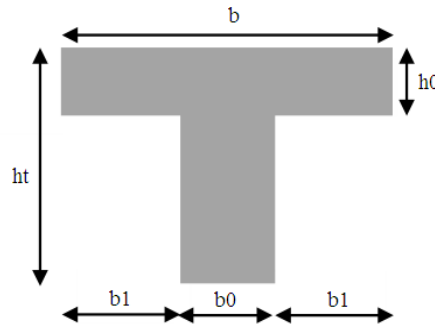


Figure. II.3.1.2 : Coupe transversale d'une poutrelle.

Détermination de la largeur de la table de compression :

b : largeur de la table de compression.

L_x : distance entre nus des deux poutrelles.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h \Rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12) \text{ cm.}$$

Soit : $b_0 = 12 \text{ cm.}$

$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$: distance entre deux nervures successives.

$L_y = 360 \text{ cm}$: la longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right)$$

Soit : $b_1 = 26.5 \text{ cm.}$

$$b \leq b_0 + 2 b_1 = 65 \text{ cm.}$$

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

II.4. Pré dimensionnement des éléments secondaires :

II.4.1. L'acrotère:

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse. Son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher-terrasse. Ainsi, il sert à la protection des ouvriers de maintenance. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure suivante :

Surface:

$$S=S1+s2 +S3 = (0.1\times 0.6) + (0.07\times 0.1) + (0.1\times 0.03\times 0.5)$$

$$S=0.0685 \text{ m}^2 .$$

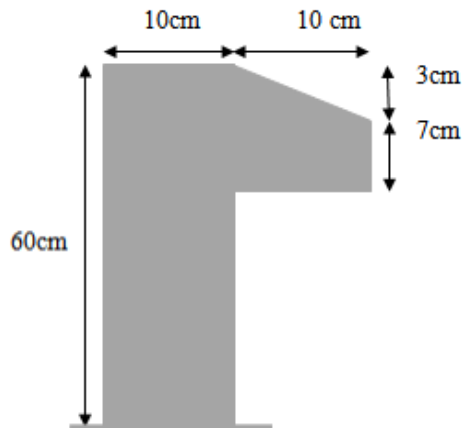


Figure II.4.1 :Schéma de l'acrotère.

II.4.2.Escalier

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles sont en béton armé, métallique ou en bois.

Dans notre cas elles sont réalisées en béton armé coulé sur place.

Escalier compose de unvolée et de palier de repos

-Déterminations de l'épaisseur de la paillasse :

- Hauteur de la marche et la contre marche :

On a :

$$14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$24 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

On prend : h=17cm et g =30cm.

D'après la formule de BLONDEL : $59 \leq g+2h \leq 66$

$$g+2h=30+2\times 17=64$$

$59 < 64 < 66$ Condition vérifié.

L'escalier est confortable.

- Nombre des contres marches :

$$n=h \text{ e } /h \quad n=306/17 \quad n=18 \text{ contre marche.}$$

Don on prend :2 volée de 9 conter marche (8marche)

- Longueur de volée « L » :

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

Pour le volée : $L = (9-1) \times 30 = 240\text{cm}$ $L = 2.40\text{m}$.

- Inclinaison de la paillasse :

Pour le 1^{ère} et la 3^{ème} volée :

$$\tan \alpha = \frac{8 \times 17}{240} = 0.5666 \rightarrow \alpha = 29.5387$$

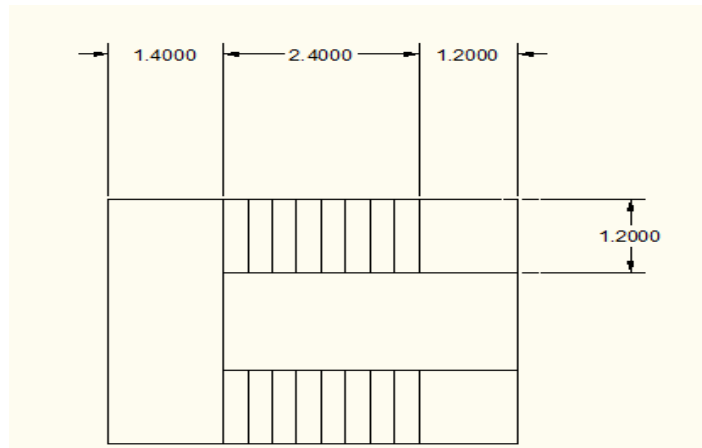


Figure II.4.2.1 : Schéma d'escalier.

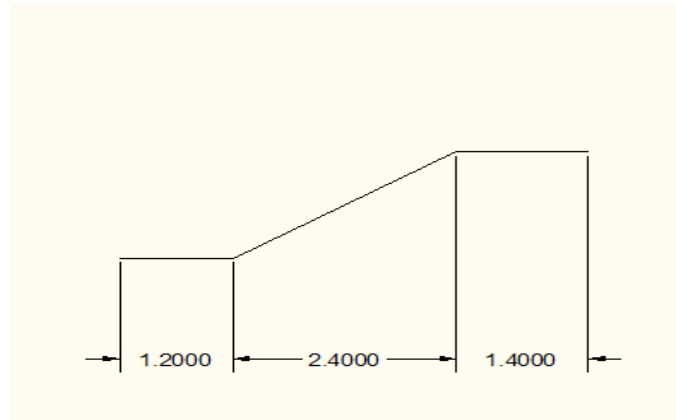


Figure II.4.2.2 : Schéma statique d'escalier.

$$e = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{30}\right) l_{max} = l' + l_{palierderepos}$$

$$l' = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{2.4^2 + 1.53^2} = 2.85\text{m}$$

$$l = l' + l_{palierderepos} = 2.85 + 1.2 + 1.4 = 5.45\text{ m}$$

$$e = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{30}\right) l_{max} = (0.2725 \div 0.1816) \text{ On prend } e = 19\text{cm}$$

II.4.3. Balcon [BAEL91 (article B.6.8, 424)] :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées être des plaques horizontales minces

en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions.

En général, l'épaisseur est définie par les conditions BAEL91 (article B.6.8, 424)

❖ Résistance au feu :

$e=7$ cm pour une heure de coupe-feu.

$e=11$ cm pour deux heures de coupe-feu.

$e=17,5$ cm pour quatre heures de coupe-feu.

On choisit : $e_1=15$ cm.

❖ Résistance à la flexion :

Dans notre projet on a un seul type du balcon « balcon reposant sur deux appuis

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$$

$L_x=400$ cm

$$11.42 \leq e \leq 13.33$$

On prend une épaisseur de $e_3=13$ cm.

❖ Isolation phonique :

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de : $e_4=12$ cm.

On voit bien que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant.

Donc, on adopte pour les dalles pleines d'épaisseur $e=15$ cm.

II.5.Evaluation des charges

II.5.1 Introduction :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation.

Les charges considérées concernent les charges permanentes et les charges d'exploitations.

➤ **Rôle de descente de charge :**

-Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.

-Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux).

II.5.2 Evaluation des charges appliquées :

II.5.2.1.Plancher terrasse inaccessible [(DTR .BC2-2)] :

a-Charge permanente[(DTR .BC2-2)] :

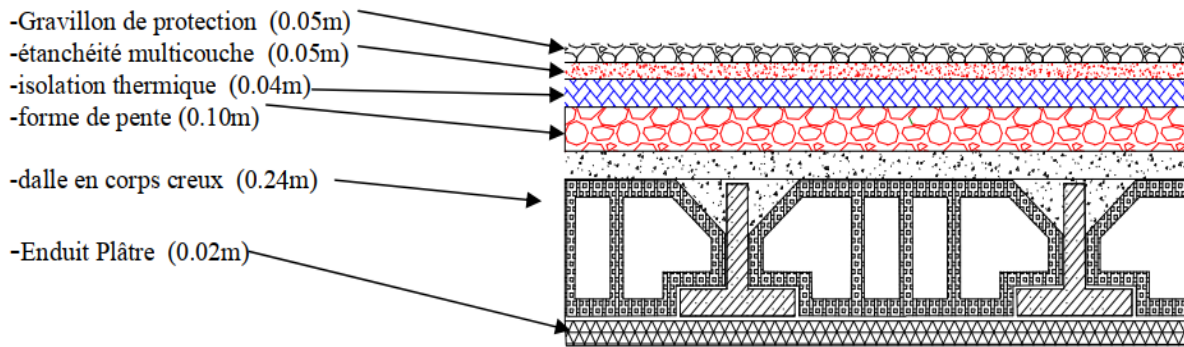


Figure II.5.2.1 : Schéma d'un plancher de terrasse inaccessible.

| N° | Désignation | e (m) | $\gamma(Kg / m^3)$ | <i>poids</i> (Kg / m^2) |
|-------|------------------------|-----------|--------------------|-----------------------------|
| 01 | Protection gravillons | 0,05 | 15 | 0,75 |
| 02 | Etanchéité Multicouche | 0,05 | 2 | 0,1 |
| 03 | Forme de pente | 0,1 | 22 | 2,2 |
| 04 | Corps creux | 0.16+0.04 | / | 2.75 |
| 05 | Isolation thermique | 0,04 | 4 | 0,16 |
| 06 | Enduit de plâtre | 0,02 | 10 | 0,2 |
| Somme | | | | 6.16 |

Tableau II.5.2.1 :Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.

$G=616 \text{ Kg/m}^2$

b- Surcharge d'exploitation : [(DTR .BC2-2)]

$Q=100 \text{ Kg/m}^2$

II.5.2.2 .Evaluation du charge du plancher étage courant :

a-Charge permanente[(DTR .BC2-2)] :

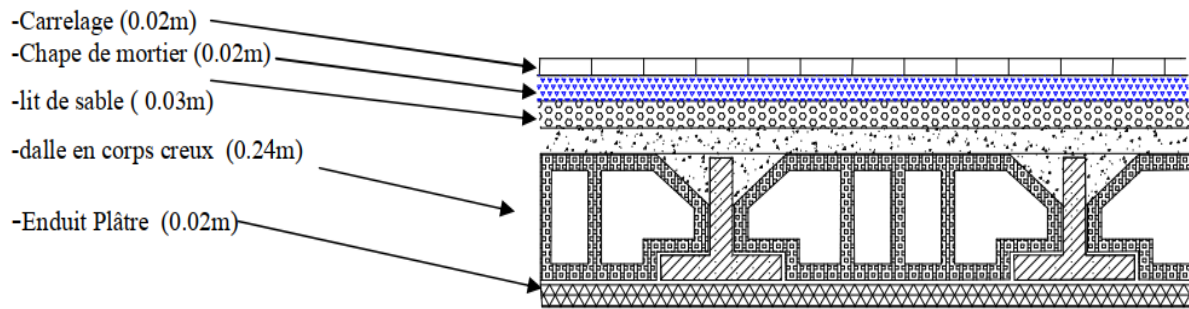


Figure. II.5.2.2 : Schéma d'un plancher étage courant

| N° | Désignations | e (m) | γ (Kg/m ³) | Charges (Kg/m ²) |
|-------|----------------------|-------|-------------------------------|------------------------------|
| 1 | Carrelage | 0.02 | 22000 | 44 |
| 2 | mortier de pose | 0.02 | 2000 | 40 |
| 3 | Lit de sable | 0.02 | 1800 | 36 |
| 4 | Dalle en corps creux | 0.20 | 1200 | 285 |
| 5 | enduit de plâtre | 0.2 | 1000 | 20 |
| 6 | Cloisons | - | - | 100 |
| Somme | | | | 525 |

Tableau II.5.2.2 :Charge permanente du plancher étage courant

$G=525 \text{ Kg/m}^2$

b- Surcharge d'exploitation : [(DTR .BC2-2)]

$Q = 150 \text{ Kg/m}^2$

II.5.2.3.Evaluationde la charge des murs :

a-Charge permanente[(DTR .BC2-2)] :

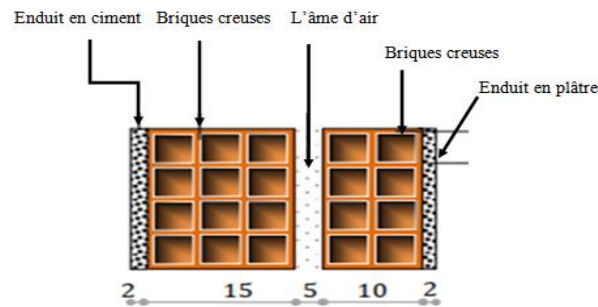


Figure II.5.2.3 :Schéma du mur extérieur.

| N | Désignations | e (cm) | γ (kN/m 3) | Charges (kn/ m ²) |
|--------------|---------------------------|---------|--------------------|-------------------------------|
| 1 | Enduit extérieur (ciment) | 0.02 | 18 | 0.36 |
| 2 | Briques creuses | 0.15 | 90 | 1.35 |
| 3 | Briques creuses | 0.1 | 90 | 0.9 |
| 4 | Enduit intérieur (plâtre) | 0.02 | 10 | 0.2 |
| Somme | | | | 2.81 |

Tableau II.5.2.3 :Charge permanente du murs extérieur.

II.5.2.4.Evaluation charge de l'escalier

a-Charge permanente[(DTR .BC2-2)] :

II.5.2.4.1-Pour la pailleasse :

*Pailleasse (a) :

| N° | Désignations | e (m) | γ (N/m ³) | Charges (N/m ²) |
|----|-----------------------|-------------------|------------------------------|-----------------------------|
| 1 | Carrelage | 0,02 | 22000 | 440 |
| 2 | mortier de pose | 0.02 | 20000 | 400 |
| 3 | Poids des marches | 0,17/2 | 22000 | 1870 |
| 4 | Poids de la paillasse | 0,19/cos α | 25000 | 5633.12 |
| 5 | Enduit en plâtre | 0,01 | 10000 | 100 |
| | | | | G=8443.12 |

Tableau II.5.2.4.1 : Charge permanente du Paillasse.

b -Surcharge d'exploitation: (DTR B.C 2.2)

$Q = 2500 \text{ N/m}^2$. Pour habitation individuelle

II.5.2.4.2 :Pour le palier de repos :**a-Charge permanente[(DTR .BC2-2)] :**

| N° | Désignations | e (m) | γ (N/m ³) | Charges (N/m ²) |
|----|------------------|-------|------------------------------|-----------------------------|
| 1 | Carrelage | 0,02 | 22000 | 440 |
| 2 | mortier de pose | 0.02 | 20000 | 400 |
| 3 | Poids de palier | 0,19 | 25000 | 4750 |
| 4 | Enduit en plâtre | 0,02 | 10000 | 200 |
| | | | | G=5790 |

Tableau II.5.2.4.2 : Charge permanente du palier de repos.

b-Surcharge d'exploitation: (DTR B.C 2.2)

$Q = 2500 \text{ N/m}^2$. Pour habitation individuelle

II.5.2.5. Evaluation charge du voile :

a- Charge permanente [(DTR .BC2-2)] :

| N° | Couches | γ (N/m ³) | E | |
|--------------|--------------------|------------------------------|------|-------------|
| 1 | Enduit de ciment | 22 | 0.02 | 0.44 |
| 2 | Murs en béton armé | 25 | 0.16 | 4 |
| 3 | Enduit de plâtre | 10 | 0.02 | 0.4 |
| Somme | | | | 4.84 |

Tableau II.5.2.5 : Charge permanente du voile.

II.5.2.6. Evaluation charge du balcon terrasse inaccessible.

a- Charge permanente [(DTR .BC2-2)] :

| N° | Couche | Poids volumique (KN/m ³) | Epaisseur (m) | poids (KN/m ²) |
|---------------------------|------------------------|--------------------------------------|---------------|----------------------------|
| 1 | Protection gravillons | 20 | 0,04 | 0,8 |
| 2 | Etanchéité Multicouche | 6 | 0,02 | 0,12 |
| 3 | Forme de pente | 22 | 0,08 | 1,76 |
| 4 | dalle en béton armé | 25 | 0,15 | 3,75 |
| 5 | Enduit de ciment | 18 | 0,02 | 0.36 |
| Charge permanent G | | | | 6.87 |

Tableau II.5.6.1 Charge permanente du balcon terrasse inaccessible.

b- Surcharge d'exploitation: (DTR B.C 2.2 page 20.)

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

II.5.2.7 Evaluation charge du balcon étage courant :

| N° | Couches | Poids volumique (KN/m ³) | Epaisseur (m) | poids (KN/m ²) |
|---------------------------|-------------------------|--------------------------------------|---------------|----------------------------|
| 1 | Revêtement en carrelage | 22 | 0,02 | 0,44 |
| 2 | Mortier de pose | 20 | 0,02 | 0,4 |
| 3 | Lit de sable | 18 | 0,03 | 0,54 |
| 4 | Dalle en béton armé | 25 | 0,15 | 3,75 |
| 5 | Enduit de ciment | 18 | 0,02 | 0,36 |
| Charge permanent G | | | | 5,49 |

Tableau II.5.6.2. Charge permanente du balcon étage.

b-Surcharge d'exploitation: (DTR B.C 2.2page 20.)

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

II.6. Descente des charges:

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charge pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente soit le poteau B-5.

II.3.1. Loi de dégression DTR B.C.2.2

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- ❖ Pour le toi et terrasse Q_0
- ❖ Pour le dernier étage Q
- ❖ Pour l'étage immédiatement inférieur $0.9Q$
- ❖ Pour l'étage immédiatement inférieur $0.8Q$
- ❖ Et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0.5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

Descente des charges sur le poteau intermédiaire

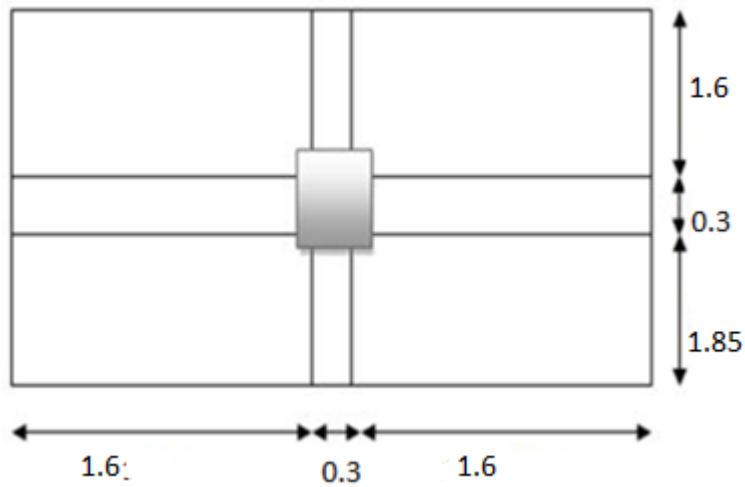


Figure II.6.1: La surface afférente sur poteau intermédiaire(d3).

Surface affirant

$$S_g = 3,45 \times 3,2 = 11,04$$

$$S_{qt} = 3,5 \times 3,75 = 13,125$$

$$S_q = 3,5 \times 3,75 - 0,45 \times 0,5 = 12,9$$

| | ELEMENT | B*h | L(m) | γ | Gkn | Q |
|-----|------------------|----------|------|------|-----------|--------|
| 1-1 | Plancher | 3.45 | 3.2 | 6.16 | 68.00 | 13,125 |
| | Poutreprincipale | 0.3*0.45 | 4.25 | 25 | 12,75 | |
| | Poutresecondaire | 0.3*0.4 | 3.05 | 25 | 10,29375 | |
| | Poteau | 0.5*0.45 | 3.06 | 25 | 17,2125 | |
| 2-2 | Venant | | | | 108,26265 | 13,125 |
| | Plancher | 3.45 | 3.2 | 5.25 | 57,96 | 19,35 |
| | Poutreprincipale | 0.3*0.45 | 4.25 | 25 | 12,75 | |
| | Poutresecondaire | 0.3*0.4 | 3.05 | 25 | 10,29375 | |
| | Poteau | 0.5*0.45 | 3.06 | 25 | 17,2125 | |
| 3-3 | Venant | | | | 206,4789 | 32.475 |
| | Plancher | 3.45 | 3.2 | 5.25 | 57,96 | 17,415 |
| | Poutreprincipale | 0.3*0.45 | 4.25 | 25 | 12,75 | |
| | Poutresecondaire | 0.3*0.4 | 3.05 | 25 | 10,29375 | |
| | Poteau | 0.5*0.45 | 3.06 | 25 | 17,2125 | |
| 4-4 | Venant | | | | 304,69515 | 49,89 |
| | Plancher | 3.45 | 3.2 | 5.25 | 57,96 | 15,48 |

| | | | | | | |
|-----|------------------|----------|------|------|-----------|---------|
| | Poutreprincipale | 0.3*0.45 | 4.25 | 25 | 12,75 | |
| | Poutresecondaire | 0.3*0.4 | 3.05 | 25 | 10,29375 | |
| | Poteau | 0.5*0.45 | 3.06 | 25 | 17,2125 | |
| 5-5 | Venant | | | | 402,911 | 65,37 |
| | Plancher | 3.45 | 3.2 | 5.25 | 57,96 | |
| | Poutreprincipale | 0.3*0.45 | 4.25 | 25 | 12,75 | |
| | Poutresecondaire | 0.3*0.4 | 3.05 | 25 | 10,29375 | |
| | Poteau | 0.5*0.45 | 3.06 | 25 | 17,2125 | 13,545 |
| 6-6 | Venant | | | | 501,12765 | 78,915 |
| | Plancher | 3.45 | 3.2 | 5.25 | 57,96 | |
| | Poutreprincipale | 0.3*0.45 | 4.25 | 25 | 12,75 | |
| | Poutresecondaire | 0.3*0.4 | 3.05 | 25 | 10,29375 | |
| | Poteau | 0.5*0.45 | 3.06 | 25 | 17,2125 | 11,61 |
| 7-7 | Venant | | | | 599,3439 | 90,525 |
| | Plancher | 3.45 | 3.2 | 5.25 | 57,96 | |
| | Poutreprincipale | 0.3*0.45 | 4.25 | 25 | 12,75 | |
| | Poutresecondaire | 0.3*0.4 | 3.05 | 25 | 10,29375 | |
| | Poteau | 0.5*0.45 | 3.06 | 25 | 17,2125 | 9,675 |
| 8-8 | Venant | | | | 697,56015 | 100,2 |
| | Plancher | 3.45 | 3.2 | 5.25 | 57,96 | |
| | Poutreprincipale | 0.3*0.45 | 4.25 | 25 | 12,75 | |
| | Poutresecondaire | 0.3*0.4 | 3.05 | 25 | 10,29375 | |
| | Poteau | 0.5*0.45 | 3.06 | 25 | 17,2125 | 9,675 |
| | Venant | | | | 795,7764 | 109,875 |
| | Plancher | 3.45 | 3.2 | 5.25 | 57,96 | |
| | Poutreprincipale | 0.3*0.45 | 4.25 | 25 | 12,75 | |
| | Poutresecondaire | 0.3*0.4 | 3.05 | 25 | 10,29375 | |
| | Poteau | 0.5*0.45 | 3.06 | 25 | 17,2125 | 9,675 |
| | | | | | 893,99265 | 119,55 |

Tableau II.6.1 : Descente de charge pour poteau (B 2).

$$ELS=G+Q=893.21985+119.55=1012,76985kn=1013,54265*10^3N$$

$$ELU=1.35*G+1.5Q=1.35*893.21985+1.5*119.55=1386,21508*10^3N$$

- Vérification d'effort normal réduit : D'après les conditions du RPA 2003 (article 7.4.3.1) :

$$v = \frac{Nd}{Bc \times fc28} \leq 0.3$$

Avec :

Br. : section réduite du poteau.

fc28 : résistance à la compression du béton.

$$v = \frac{1013,54265 * 10^3}{(450 \times 500) \times 25} = 0.180 < 0.3 \quad c. v.$$

➤ **Vérification au flambement** : D'après BAEL99 (Article 8.4.1)

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left(\frac{Br. fc28}{0.9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Nu : Effort normal ultime (compression) = 1.35*G+1.5Q

$$= 1386,21508 * 10^3 \text{ N}$$

α : Coefficient fonction de l'élançement mécanique λ

Pour λ ≤ 50

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

Pour 50 ≤ λ ≤ 70

$$\alpha = 0.60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$$

- **γ_b**: Coefficient de sécurité pour le béton (γ_b= 1,5) Situation durable.
- **γ_s**: Coefficient de sécurité pour l'acier (γ_s= 1,15) Situation accidentel.
- **f_e** : Limite élastique de l'acier (f_e = 400 MPa).
- **fc28** : La résistance à la compression du béton à 28 jours (fc28 = 25MPa).
- **As** : Section d'acier comprimée.
- **Br** : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie [Br = (a-2) (b-2)] cm²

Section de Poteau:

$$Br = (50-2)(45-2) = 2064\text{cm}^2 = 206400\text{mm}^2.$$

Section d'acier :

$$A = \max (A_{\text{BAEL}}, A_{\text{RPA}})$$

➤ D'après RPA2003 (article 7.2.2.1) la section d'acier minimal sera de :

$$A_{\text{min}} = 0.9\% B \text{ (zone III)}$$

$$A_{\text{min}} = 0.9(50 \times 45) / 100 = 20.25\text{cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 20.25 \text{ mm}^2.$$

➤ D'après BAEL99 :

$$A_{\text{min}} = \max (4\text{cm}^2 \text{ de périmètre}, 0.2\% B)$$

$$A_{\text{min}} = \max (4 \text{ cm}^2, 0.002 \times 55 \times 65 = 4.5 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\text{min}} = 4.5\text{cm}^2 = 450 \text{ mm}^2$$

$$L'élancement : \lambda = \max (\lambda_x, \lambda_y)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_x = \sqrt{12}L_f/b \\ \lambda_y = \sqrt{12}L_f/h \end{array} \right.$$

$$h > b \longrightarrow \lambda_x > \lambda_y$$

$$\lambda = \lambda_x \longrightarrow \lambda = \sqrt{12} \times \frac{0.7 \times 2.83}{0.45} = 14.06$$

$$\lambda = 14.06 < 50 \longrightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{14.06}{35} \right)^2} = 0.823$$

$$\bar{N} = 0.823 \left(\frac{206400 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 2025 \frac{400}{1.15} \right) = 3725367.15\text{N}$$

$$Nu = 1386,21508\text{kn} < \bar{N} = 3725.367 \text{ kN} \text{ Condition Vérifiée}$$

Éléments secondaires

Chapitre III : Calcul des éléments secondaire.

III.1.Introduction :

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement ; c'est des éléments en maçonnerie (murs extérieurs, cloison...etc.) ou autres (escaliers, balcon, acrotère...etc.).

III.2.Etude de l'acrotère :

III.2. L'ACROTÈRE

III.2.1.Mode de réalisation :

L'acrotère se comporte comme une console encastrée à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de

1. L'effet normal dû à son poids propre G.
2. La surcharge horizontale due à la main courante Q

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100\text{cm}$
- Hauteur $H=60\text{cm}$
- Epaisseur $e=10\text{cm}$

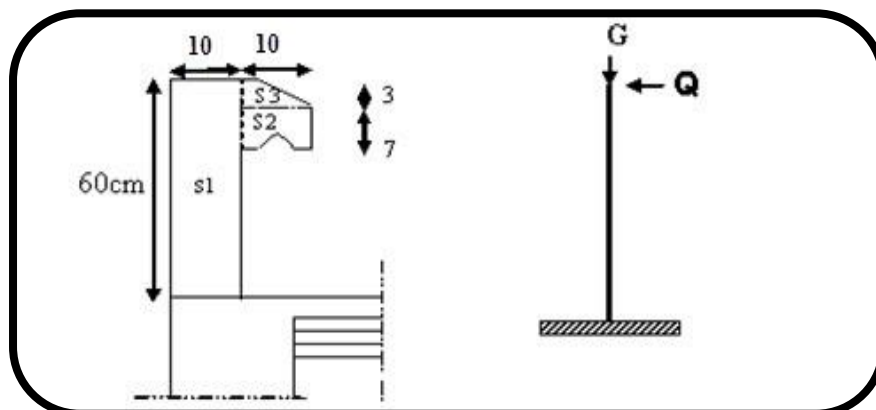


Fig.III.1: Schéma statique de l'acrotère.

Surface: $S_1 + S_2 + S_3 = (0,1.0,6+0,07.0,1+0,1.0,03.0,5)$

$$S_T = 0.0670 \text{ m}^2$$

Les charges G et Q de l'acrotère sont :

$$G=1712.5 +1 \times (0.01 \times 0.6) \times 20000=1832.5 \text{ N}$$

$$Q=1000 \text{ N}$$

D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3).

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et des équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (F_p: \text{charge sismique})$$

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale.

Groupe 2, zone (III) donc :

$$A = 0.25 \quad \text{selon le tableau 4.1(RPA 99/2003)}$$

$C_p=0.80$ élément en console tableau 6.1(RPA 99/2003) donc :

$$F_p=4 \times 0.25 \times 0.80 \times 1832.5 \Rightarrow F_p= 1466 \text{ N/ml.}$$

$$F = \max (Q, F_p) \Rightarrow F = F_p = 1466 \text{ N/ml.}$$

$$G = 1832.5 \text{ N/ml} \quad Q = 1000 \text{ N/ml.}$$

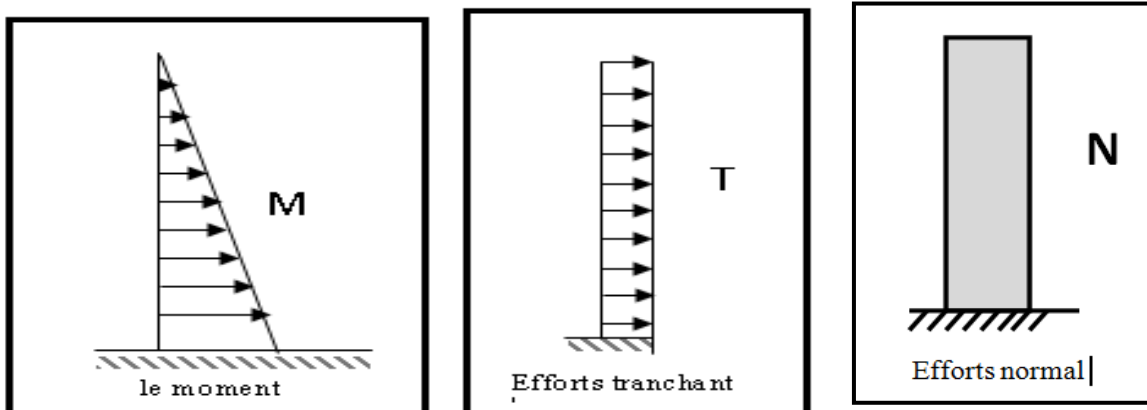


fig.III.2 : schéma statique de M ,N,T

III.2.2. Sollicitation:

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M_Q = F_p \times h = 1466 \times 0.6 = 879.6 \text{ N.m}$$

$$N_G = G = 1832.5 \text{ N.}$$

$$T = F_p = 1466 \text{ N.}$$

Combinaison d'action :• **E.L.U :**

$$N_u = 1 \times N_G = 1832.5 \text{ N/ml} ;$$

On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

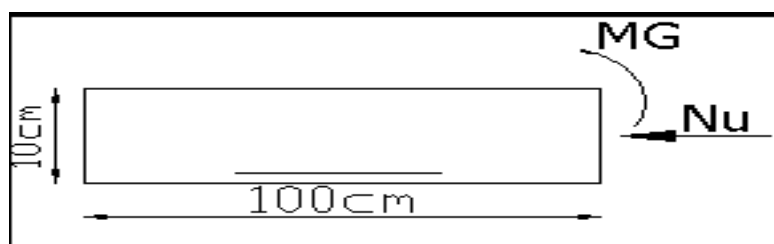
$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 879.6 = 1319.4 \text{ N.m}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1466 = 2199 \text{ N/ml}$$

• **E.L.S :**

$$N_{ser} = N_G = 1832.5 \text{ N/ml}$$

$$M_{ser} = M = 879.6 \text{ N.m}$$

III.2.3. Calcul de ferrailage :

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries.

• **Armatures longitudinales :**• **E.L.U :**

Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1319.4}{1832.5} = 0.72m$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 m \quad \Rightarrow e_G = 0.72m > h/2 = 0.05 m$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent elle sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 1319.4 + 1832.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 1356.05 N.m$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1356.05}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.019 < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \sigma_b = \frac{0.85}{\gamma_b} \times f_{c28}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.023$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.991$$

$$A_1^u = \frac{1356.05}{348 \times 0.991 \times 7} = 0.56 cm^2$$

Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

$$N \text{ est un effort de compression } \Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100\bar{\sigma}_s}, \quad A' = A'_1 = 0$$

$$A = 0.56 - \frac{1832.5}{100 \times 348} = 0.507 cm^2$$

| $M_1(N.m)$ | μ | α | β | $A_1^u (cm^2)$ | $A(cm^2)$ |
|------------|-------|----------|---------|----------------|-----------|
| 1279.25 | 0.019 | 0.023 | 0.991 | 0.56 | 0.507 |

Tableau III.3. Le ferrailage de l'acrotère

III.2.4.Vérification :• **E.L.U :**• **Condition De Non Fragilité :**

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_G - 0.455 \times d}{e_G - 0.185 \times d} \right]$$

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \times \left[\frac{72 - 0.455 \times 7}{72 - 0.185 \times 7} \right] = 0.822 \text{ cm}^2$$

$$A^{\min} = 0.822 \text{ cm}^2$$

• **E.L.S :****La contrainte de traction d'armature : BAEL91 A.4.5,33)**

$$\text{Fissurations Préjudiciables : } \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

η : coeff.de fissuration = 1.6 pour les barres HA.

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min(266.66; 201.63)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

Détermination du centre de pression :

$$G_b c = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{879.6}{1832.5} = 0.480 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

Calcul de la section a la flexion simple:

$$M_1 = M_{ser} + N_{ser} \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 879.6 + 1832.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 916.25 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{916.25}{15 \times 100 \times (7)^2} = 0.012 < \mu l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.013$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,995$$

$$A_1^{ser} = \frac{916.25}{201,63 \times 0.995 \times 7} = 0.652 \text{ cm}^2$$

Condition De Non Fragilité : BAEL (A.4.2.1)

$$A^{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{min} \geq 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$A^{min} = 0.845 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal d'armature longitudinale : BAEL(B.5.3.1)

$$A_L \geq 0,0025 b . h = 0,0025 . 100 . 10 = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A^{cal}; A^{min}; A_l) \Rightarrow A = A_l = 2.5 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_l = 5 \text{ } \emptyset 8 = 2.51 \text{ cm}^2$.

III.2.5. Vérification de l'effort tranchant : BAEL (A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots \text{Ou : } b_0 = b$$

$$v_u = F \times 1.5 = 1832.5 \times 1.5 = 2748.75 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{2748.75}{1000 \times 70} = 0.039 \text{ Mpa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4Mpa \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5Mpa$$

$$\tau_u = 0,039 \leq \bar{\tau}_u = 2.5Mpa \dots \dots \dots (condition.verifier)$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

a. Armatures de répartition : BAEL(A.8.2.41)

$$A_r = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{2} \right) \cdot A^1 = (0,625 \div 1,25)$$

On adopte ; $A_r = 3\phi 6 = 0,85 \text{ cm}^2$

b. Espacement des armatures :BAEL(B.5.3.3)

$$S_t \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = \min (30 ; 33) \text{ cm.}$$

$$A_l = 5\phi 8 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 3\phi 6 \rightarrow S_t = \frac{54}{2} = 27 \text{ cm}$$

III.2.6.présentation du ferrailage :

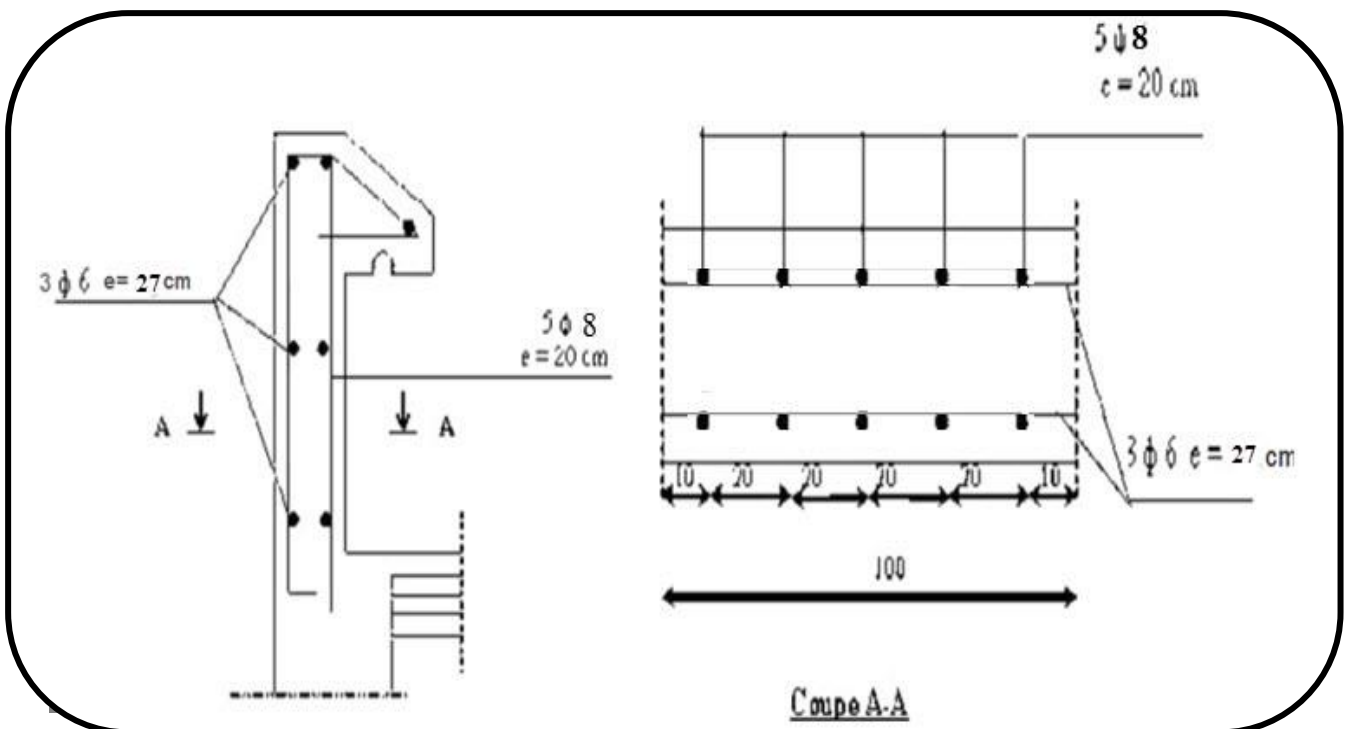


Figure III.3. Ferrailage de L'acrotère.

III.3. Etude de balcon :

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encastrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

Notre ouvrage comporte un seul type de balcon est en dalle pleine en béton armé, encastrée sur deux appuis.

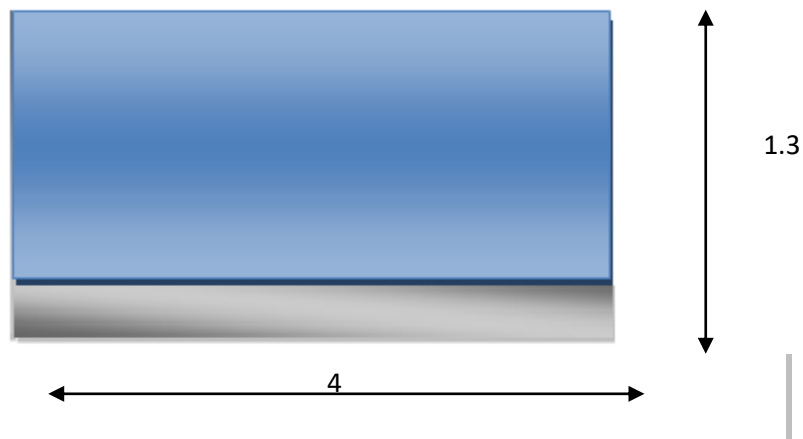


Figure III.4 : Schéma de balcon.

$$L_x = 1.30\text{m}$$

$$L_y = 4.00\text{m}$$

$$L_x/L_y = 1.30/3.80 = 0.325 < 0.4 \longrightarrow \text{la dalle travaille suivant un seul sens.}$$

III.3.1. Balcon étage courant :**III.3.1.1. Calcul des sollicitations :**

$$\text{On a : } G = 5.49 \text{ KN/m}^2 \text{ et } Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

La charge concentrée due au poids propre du garde du corps en maçonnerie : $P = 1.46 \text{ KN/m}$.

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 5.49 + 1.5 \times 3.5 = 12.66 \text{ KN/m} \\ q_s = 5.49 + 3.5 = 8.99 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$P_u = 1.35 \times 1.46 = 1.97 \text{ KN/ml.}$$

$$P_s = 1.46 \text{ KN/ml}$$

III.3.1.2. Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u \times Lx^2}{8} + p_u \times l = \frac{12.66 \times 1.30^2}{8} + (1.97 \times 1.30) = 5.24 \text{ KN.m}$$

Alors :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_u = 0.85 \times 5.24 = 4.45 \text{ KN.m} \\ M_x^a = 0.4 \times M_u = 0.4 \times 5.24 = 2.09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{ser} = \frac{q_s \times Lx^2}{8} + p_s \times l = \frac{8.99 \times 1.30^2}{8} + (1.46 \times 1.30) = 3.79 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times l + P_u$$

$$V_u = 12.66 \times 1.3 + 1.97 = 18.43 \text{ KN}$$

III.3.1.3. Ferrailage:

a) Armatures principales (à l'ELU):

- En travée :

Le calcul des armatures se fait en flexion simple pour une bande de 1 m.

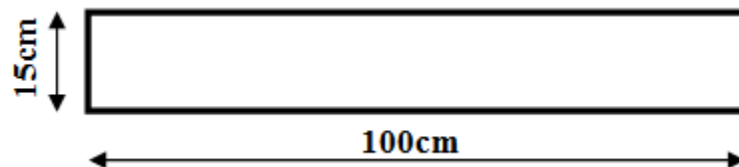


Figure III.5. Section de la dalle pleine à ferrailer.

$b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=12\text{cm}$; $f_{bu}=17\text{MPa}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4.45 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 17} = 0.018$$

$$\mu_{bu} = 0.018 < \mu_l = 0.392. \longrightarrow A^*=0$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \longrightarrow \alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.018}) = 0.023$$

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) \longrightarrow Z_u = 120(1 - 0.4 \times 0.023) = 118.90$$

$$A_{st}^* = \frac{M_u}{Z_u + \sigma_{st}} \longrightarrow A_{st}^* = \frac{4.45 \times 10^6}{118.90 \times 348} = 107.55 \text{mm}^2 = 1.08 \text{cm}^2$$

On adopte : 4T10=3.14cm².

- **Sur appuis:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.09 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 17} = 0.0085$$

$$\mu_{bu} = 0.0085 < \mu_l = 0.392. \longrightarrow A^*=0$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \longrightarrow \alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0085}) = 0.011$$

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) \longrightarrow Z_u = 120(1 - 0.4 \times 0.028) = 119.49$$

$$A_{st}^* = \frac{M_u}{Z_u + \sigma_{st}} \longrightarrow A_{st}^* = \frac{4.45 \times 10^6}{119.49 \times 348} = 50.26 \text{mm}^2 = 0.5026 \text{cm}^2$$

On adopte : 4T8=2.01cm².

b) Armatures secondaires:

$$A_T = \frac{A_L}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{cm}^2$$

$$A_T = 4T8 = 2.01 \text{cm}^2.$$

c) Espacement entre les armatures: BAEL99 (Article A.8.2, 42)

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

Armatures transversales : $S_t \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

On opte pour $S_t = 25\text{cm}$.

III.3.1.4. Vérification :

- **Vérification des diamètres des armatures :**

$$\phi_x \leq \frac{e}{10} = \frac{150}{10} = 12mm$$

$$\phi_x^{\max} = 10mm < 12mm \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

- **Vérification à l'ELU :**

- **❖ L'effort tranchant :BAEL99 (Article A.5.1, 1)**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18.43 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.154MPa$$

$$\bar{\tau}_u = 3MPa \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

$\tau_u = 0.154 MPa < \bar{\tau} = 3MPa \dots \dots \dots$ condition vérifié (Y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

- **❖ Condition de non fragilité:BAEL99 (Article A.4.2,1)**

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 1000 \times 120 \times \frac{2.4}{400} = 165.6mm^2 = 1.656cm^2$$

$$1.656 < 3.14 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

- **Vérification à l'ELS :**

- **❖ la contrainte dans le béton :**

Il faut vérifier que :

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

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 18MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

On a : $A_{st}=3.14\text{cm}^2$.

Recherche de la position de la fibre neutre (valeur de y) :

On a :

D'après de Bilan des efforts extérieurs : $F_b - F_{st} = \frac{b}{2}y\sigma_{bc} - A_{st}\sigma_{st} = 0$

D'après le théorème de Thalès :

$$\frac{\sigma_{bc}}{y} = \frac{\sigma_{st}}{n(d-y)}$$

Il vient alors :

$$\frac{by^2}{2} - nA_{st}(d-y) = 0$$

$$50y^2 + 15 \times 3.14y - 15 \times 3.14 \times 12 = 50y^2 + 47.1y - 565.2 = 0$$

Donc : $y=2.924\text{cm}$

Alors le moment d'inertie est :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_{st} \times (d-y)^2 = \frac{1 \times 2.924^3}{3} + 15 \times 3.14 \times (12 - 2.924)^2$$

$$I = 3888.14\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.79 \times 10^6}{3888.14 \times 10^4} \times 29.24 = 2.85\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.10\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 18\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifié.}$$

❖ **la contrainte dans l'acier:**

$$\sigma_{st} = \eta \times \frac{M_{ser}}{I} (d-y)$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{3.79 \times 10^6}{3888.14 \times 10^4} (120 - 29.24) = 132.70\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 132.70\text{MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 215.56\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifié.}$$

III.3.1.5. Dessin de ferrailage de balcon étage :

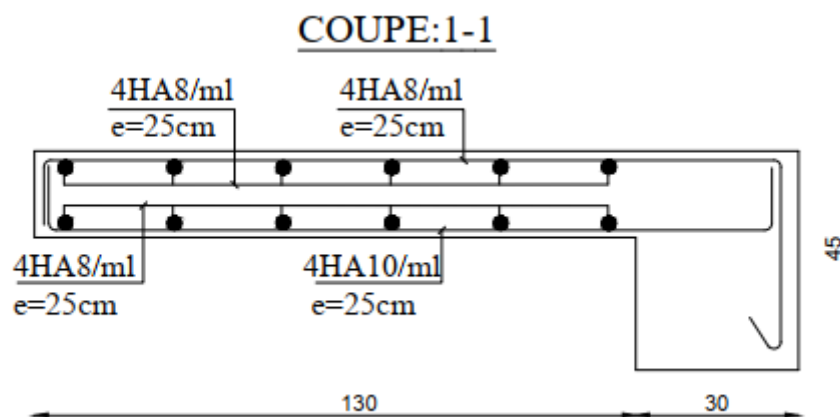


Figure III.6. Ferrailage de balcon étage.

III.3.2. Balcon terrasse :

III.3.2.1. Calcul des sollicitations :

On a : $G=6.87 \text{ KN/m}^2$ et $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$

La charge concentrée due au poids propre du garde du corps en maçonnerie : $P=1.46 \text{ KN/m}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1.35 \times 6.87 + 1.5 \times 3.5 = 14.52 \text{ KN/m} \\ q_s = 6.87 + 3.5 = 10.37 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

$$P_u = 1.35 \times 1.83 = 2.47 \text{ KN/ml.}$$

$$P_s = 1.83 \text{ KN/ml}$$

III.3.2.2. Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u \times Lx^2}{8} + p_u \times l = \frac{14.52 \times 1.30^2}{8} + (2.47 \times 1.30) = 6.28 \text{ KN.m}$$

Alors :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_u = 0.85 \times 6.28 = 5.34 \text{ KN.m} \\ M_x^a = 0.4 \times M_u = 0.4 \times 6.28 = 2.51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{ser} = \frac{q_s \times Lx^2}{8} + p_s \times l = \frac{10.30 \times 1.30^2}{8} + (1.83 \times 1.30) = 4.55 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times l + P_u$$

$$V_u = 14.52 \times 1.3 + 2.47 = 21.35 \text{ KN}$$

III.3.2.3. Ferrailage:

a) Armatures principales (à l'ELU):

- En travée :

Le calcul des armatures se fait en flexion simple pour une bande de 1m.

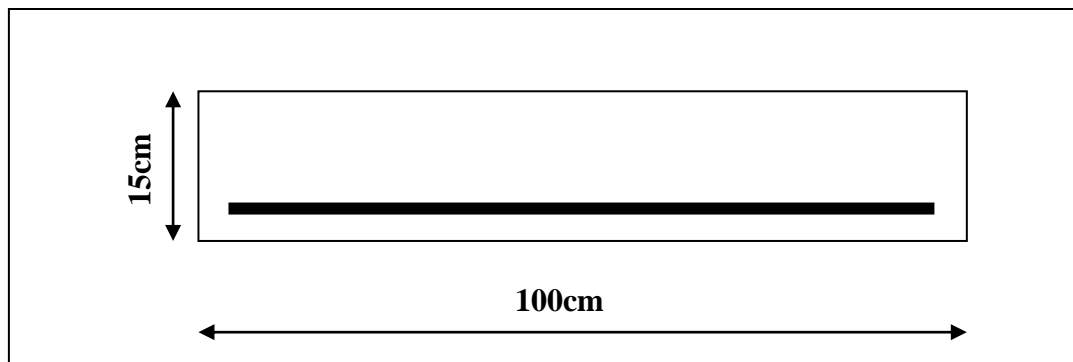


Figure III.7. Section de la dalle pleine à ferrailer.

$b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=12\text{cm}$; $f_{bu}=17 \text{ MPa}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5.34 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 17} = 0.022$$

$$\mu_{bu} = 0.022 < \mu_l = 0.392. \longrightarrow A^*=0$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.022}) = 0.028$$

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) \longrightarrow Z_u = 120(1 - 0.4 \times 0.028) = 118.68$$

$$A_{st}^* = \frac{M_u}{Z_u + \sigma_{st}} A_{st}^* = \frac{5.34 \times 10^6}{118.68 \times 348} = 129.29 \text{ mm}^2 = 1.29 \text{ cm}^2$$

On adopte : $4T10=3.14\text{cm}^2$.

- **Sur appuis:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.51 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 17} = 0.0103$$

$$\mu_{bu} = 0.0103 < \mu_l = 0.392. \longrightarrow A^*=0$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \longrightarrow \alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0103}) = 0.013$$

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) \longrightarrow Z_u = 120(1 - 0.4 \times 0.013) = 119.38$$

$$A_{st}^* = \frac{M_u}{Z_u + \sigma_{st}} \longrightarrow A_{st}^* = \frac{2.51 \times 10^6}{119.38 \times 348} = 60.42\text{mm}^2 = 0.6042\text{cm}^2$$

On adopte : $4T8=2.01\text{cm}^2$.

- b) **Armatures secondaires:**

$$A_T = \frac{A_L}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78\text{cm}^2$$

$$A_T = 4T8 = 2.01\text{cm}^2.$$

- c) **Espacement entre les armatures:** BAEL99 (Article A.8.2, 42)

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

Armatures transversales : $S_t \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

On opte pour $S_t = 25\text{cm}$.

III.3.2.4. Vérification :

- **Vérification des diamètres des armatures :**

$$\phi_x \leq \frac{e}{10} = \frac{150}{10} = 12\text{mm}$$

$\phi_x^{\max} = 10\text{mm} < 12\text{mm} \dots \dots \dots$ Condition vérifié.

- **Vérification à l'ELU :**

- ❖ **L'effort tranchant :** BAEL99 (Article A.5.1, 1)

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{21.35 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.178 \text{MPa}$$

$\overline{\tau_u} = 3 \text{MPa}$ Pour la fissuration préjudiciable.

$\tau_u = 0.178 \text{MPa} < \overline{\tau} = 3 \text{MPa}$ condition vérifié (Y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

❖ **Condition de non fragilité:BAEL99 (Article A.4.2,1)**

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 1000 \times 120 \times \frac{2.4}{400} = 165.6 \text{mm}^2 = 1.656 \text{cm}^2$$

1.656 < 3.14.....Condition vérifié.

• **Vérification à l'ELS :**

❖ **la contrainte dans le béton :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec : $\overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{MPa}$

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

On a : $A_{st} = 3.14 \text{cm}^2$.

Recherche de la position de la fibre neutre (valeur de y) :

On a :

$$\text{D'après de Bilan des efforts extérieurs : } F_b - F_{st} = \frac{b}{2} y \sigma_{bc} - A_{st} \sigma_{st} = 0$$

D'après le théorème de Thalès :

$$\frac{\sigma_{bc}}{y} = \frac{\sigma_{st}}{n(d-y)}$$

Il vient alors :

$$\frac{by^2}{2} - nA_{st}(d-y) = 0$$

$$50y^2 + 15 \times 3.14y - 15 \times 3.14 \times 12 = 50y^2 + 47.1y - 565.2 = 0$$

$$\text{Donc : } y = 2.924 \text{ cm}$$

Alors le moment d'inertie est :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_{st} \times (d-y)^2 = \frac{1 \times 2.924^3}{3} + 15 \times 3.14 \times (12 - 2.924)^2$$

$$I = 3888.14 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.55 \times 10^6}{3888.14 \times 10^4} \times 29.24 = 3.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.42 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition Vérifié.}$$

❖ **la contrainte dans l'acier:**

$$\sigma_{st} = \eta \times \frac{M_{ser}}{I} (d-y)$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{4.55 \times 10^6}{3888.14 \times 10^4} (120 - 29.24) = 159.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 159.31 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 215.56 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition Vérifié.}$$

III.3.2.5. Dessin de ferrailage de balcon terrasse :

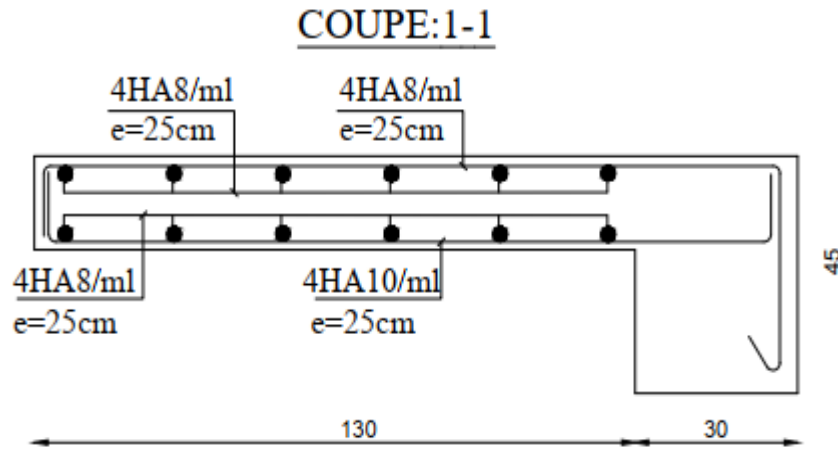


Figure III.8. Ferrailage de balcon terrasse.

III.4.Etude d'escalier :

III.4.1.Type(01) :

III.4.1.1.schéma statique :

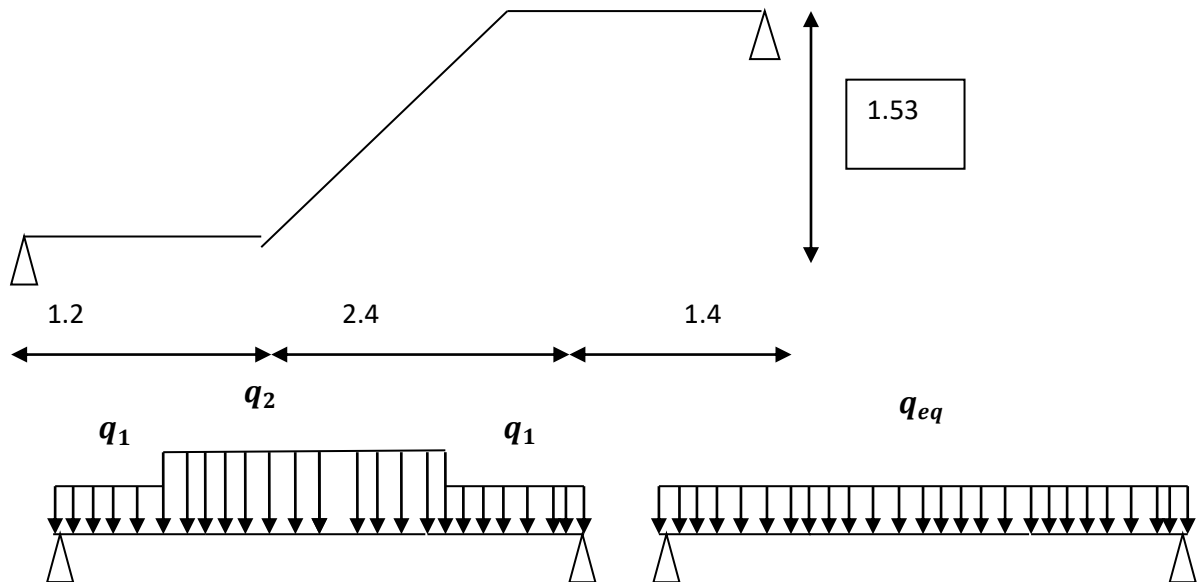


Figure III.9. Les charges sur l'escalier

III.4.1.2. Combinaison des charges :

À l'ELU : La volée : $1.35 \times 8.443 + 1.5 \times 2.5 = 15.15 \text{ KN/m}$

Le palier : $1.35 \times 5.79 + 1.5 \times 2.5 = 11.57 \text{ KN/m}$

À l'ELS : La volée : $8.44 + 2.5 = 10.94 \text{ KN/m}$

Le palier : $5.79 + 2.5 = 8.29 \text{ KN/m}$

La charge équivalente :

$$\text{À l'ELU : } q_{\text{éq}} = \frac{q_1 \times l_1 + q_2 \times l_2}{l_1 + l_2} = \frac{15.15 \times 2.4 + 11.57 \times 2.6}{1.8 + 1.5} = 13.288 \text{ KN/m}$$

$$\text{À l'ELS : } q_{\text{éq}} = \frac{11.1 \times 1.8 + 8.29 \times 1.5}{1.8 + 1.5} = 9.56 \text{ KN/m}$$

$$M(x) = \frac{q_{\text{éq}}}{8} L^2 = 41.525 \text{ kn.m}$$

$$M(x) = \frac{q_{\text{éq}}}{8} L^2 = 29.875 \text{ kn.m}$$

$$T(x) = q_{\text{éq}} \frac{L}{2} = 33.2 \text{ kn}$$

| | $q_{\text{éq}}$ (KN/ml) | M_t (KN.m) | M_a (KN.m) | T_u (KN) |
|--------------|-------------------------|--------------|---------------|-------------|
| E.L.U | 13.63 | 35.3 | 14.525 | 33.2 |
| E.L.S | 9.82 | 25.39 | 10.45 | 23.9 |

Tableau III.1. Effort interne dans l'escalier type (01)

III.4.1.3. Calcul du ferrailage :

Le calcul de ferrailage se fera sur une section rectangulaire de largeur $b=100$ cm de hauteur $h=19$ cm.

$$\text{L'enrobage : } C \geq C_0 + \frac{\emptyset}{2}$$

$C_0 = 1 \text{ cm}$ (fissuration peu préjudiciable). (BAEL99 Article A.7.1)

$$\emptyset = \frac{h}{10} = \frac{19}{10} = 1,9 \text{ cm BAEL99 (Article A. 7. 2. 1)}$$

$$C \geq 1 + \frac{1,9}{2} = 1,95 \text{ cm}$$

Donc on adopte : $C = 2\text{cm} \longrightarrow d = h - c = 19 - 2 = 17\text{cm}$.

$d = 17 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm}$.

➤ **Armatures principales (à l'ELU):**

• **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{Mt}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{35,3 \times 10^6}{1000 \times 170^2 \times 17} = 0,07185$$

$$\mu_{bu} = 0,07185 < \mu_l = 0,392. \longrightarrow A^* = 0$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,07185}) = 0,093$$

$$Z_u = d(1 - 0,4\alpha_u)Z_u = 170(1 - 0,4 \times 0,027) = 163,65$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{Z_u \times \sigma_{st}}$$

$$A_{su} = \frac{35,3 \times 10^6}{168,17 \times 348} = 619,8397 \text{ mm}^2 = 6,19 \text{ cm}^2$$

• **Sur appuis:**

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{14,525 \times 10^6}{1000 \times 170^2 \times 17} = 0,029$$

$$\mu_{bu} = 0,029 < \mu_l = 0,392. \longrightarrow A^* = 0$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,029}) = 0,037$$

$$Z_u = d(1 - 0,4\alpha_u)Z_u = 170(1 - 0,4 \times 0,048) = 167,484$$

$$A_{su} = \frac{14,525 \times 10^6}{167,484 \times 348} = 249,209 \text{ mm}^2 = 2,49 \text{ cm}^2$$

➤ ELS :

D'après le BAEL99

- La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernent σ_s .

- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée : $\alpha \leq \bar{\alpha}$

Avec :

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

| | A | M_u (KN.m) | M_{ser} (KN.m) | γ | f_{c28} | $\bar{\alpha}$ | Condition |
|------------|-------|--------------|------------------|----------|-----------|----------------|-----------|
| en travée | 0.093 | 35.29625 | 25.39 | 1.390 | 30 | 0.495 | vérifiée |
| sur appuis | 0,037 | 14.525 | 10.45 | 1.379 | 30 | 0.495 | vérifiée |

Tableau III.2. Vérification de la contrainte.

➤ Condition de non fragilité:BAEL99 (Article A.4.2,1)

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

$$A_{t min} \geq 0.23 \times 100 \times 17 \times \frac{2,4}{400} = 2.346\text{cm}^2$$

➤ Pourcentage minimal:BAEL99 (Article B.6.4)

$$A'_{min} \geq 0,001. b. h$$

$$A'_{min} \geq 0,001 \times 100 \times 19 = 1.9\text{cm}^2$$

Donc : $A = \max (A \text{ calcul} ; A_{\min})$

➤ **Tableau Récapitulatif :**

| | $A_{\text{calcul}} (\text{cm}^2)$ | $A_{\text{min}} (\text{cm}^2)$ | $A'_{\text{min}} (\text{cm}^2)$ | $A_{\text{max}} (\text{cm}^2)$ | $A_{\text{adop}} (\text{cm}^2)$ |
|---------------|-----------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|
| Travée | 6.19 | 2.346 | 1.9 | 6.19 | 6.79= 6HA12 |
| Appui | 2.49 | 2.346 | 1.9 | 2.49 | 3.93= 5HA10 |

Tableau III.3.Le ferrailage de l'escalier.

➤ **Armature de répartition :** BAEL 99 (Article A.8.2.41)

$$A_r = \frac{A_L}{4}$$

En travées: $A_r = \frac{6.79}{4} = 1.967\text{cm}^2$

Soit : $A_r = 4\text{HA8} = 2.01\text{cm}^2$.

Sur appui: $A_r = \frac{3.93}{4} = 0.982\text{cm}^2$

Soit : $A_r = 4\text{HA8} = 2.01\text{cm}^2$.

➤ **Espacement entre les armatures :** BAEL99 (Article A.8.2, 42)

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

Armatures transversales : $S_t \leq \min (4h, 45 \text{ cm}) = 45\text{cm}$

Donc on choisit : $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Vérification des efforts tranchant :** BAEL99 (Article A.5.1, 1)

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{33.2 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.195\text{MPa}$$

$\bar{\tau}_u = 4\text{MPa}$ Pour la fissuration peu préjudiciable.

$$\tau_u = 0.195 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{19}{500} = 0,038 \geq 0,0625 \dots \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{6.79}{100 \times 17} = 0,004 \leq 0,0105 \dots \text{Condition vérifiée} \\ 0.038 \geq 0.85 \dots \dots \dots \text{condition...nonverifíee} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale :

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{bh \frac{h}{2} + \eta A_s d}{bh + \eta A_s}$$

$$Y_G = \frac{100 \times 19 \times \frac{19}{2} + 15 \times 6.79 \times 17}{100 \times 19 + 15 \times 6.79} = 9.881$$

Alors : $Y_G' = h - Y_G = 19 - 9.88 = 9,12 \text{ cm}$

$\delta = d - Y_G = 17 - 9.88 = 7.12 \text{ cm}$

➤ **Moment d'inertie de la section homogène :**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left[\left(\frac{h}{2} \right) - Y_G \right]^2 + \eta \times A \times (d - Y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 19^3}{12} + 100 \times 19 \times \left[\left(\frac{19}{2} \right) - 9.88 \right]^2 + 15 \times 6.79 \times (19 - 9.88)^2 = 65904.01 \text{ cm}^4$$

➤ **Déformations instantanées :**

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

$$\rho = \frac{A}{d \times b_0} = \frac{6.79}{17 \times 100} = 0.00399$$

Pour les déformations instantanées : $b_0 = b$; $f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.4}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100} \right) \times 0.004} = 6$$

Déformation de longue durée :

$$\lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{(2+3 \times \frac{b_0}{b})\rho} = \frac{0.02 \times 2.4}{(2+3 \times \frac{100}{100}) \times 0.004} = 2,4$$

➤ **Calcul du moment fléchissant d'ELS :**

$$g = \frac{(G_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}}) + (G_{\text{paillasse}} \times L_{\text{paillasse}})}{(L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}})}$$

g : c'est l'ensemble de la charge permanente.

J : charge permanente sans revêtement.

ρ : C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supporté par l'élément considéré.

$$g = \frac{(5790 \times (1,2+1,4)) + (8443,12 \times 2,4)}{(2,6+2,4)} = 7063,5 \text{ N/ml}$$

$$j = \frac{(4750 \times 2,4) + (5633,12 \times 2,40)}{(4,30+2,40)} = 5173,9 \text{ N/ml}$$

$$Q = \frac{(2500 \times (1,2+1,4)) + (2500 \times 2,4)}{(2,6+2,4)} = 2500$$

$$\rho = g + Q = 6138,96 + 3858,21 = 9563,497 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{0,85 \times g \times l^2}{8} = \frac{0,85 \times 7063,5 \times 5^2}{8} = 18762,42 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{0,85 \times j \times l^2}{8} = \frac{0,85 \times 5173,9 \times 5^2}{8} = 13743,17 \text{ N.m}$$

$$M_\rho = \frac{0,85 \times 9563,497 \times 5^2}{8} = 25400,38 \text{ N.m}$$

➤ **Calcul des contraintes des tractions effectives de l'armature:**

-Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61)

(P. Charon) pour déterminer les contraintes, on a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 100 \times 0,00399 = 0,399$$

-D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL de P. Charon)

-On tire la valeur β_1 : $\rho_1 = 0,399 \Rightarrow \beta_1 = 0,903$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{A \times \beta \times d} = \frac{18762,42}{6,79 \times 0,903 \times 17} = 180,04 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{A \times \beta \times d} = \frac{13743,17}{6,79 \times 0,903 \times 17} = 131,85 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p}{A \times \beta \times d} = \frac{25400.38}{6.79 \times 0.903 \times 17} = 243.68 \text{ Mpa}$$

4.5. Calcul du coefficient μ :

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.4}{4 \times 0.00399 \times 180.04 + 2.4} = 0.204$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.4}{4 \times 0.00617 \times 131.85 + 2.4} = 0.0676$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.4}{4 \times 0.00617 \times 243.68 + 2.4} = 0.501$$

Donc :

$$I_{IV}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_v \times \mu_g) = (1,1 \times 65904.01) / (1 + 2.4 \times 0.204) = 48667.03 \text{ cm}^4$$

$$I_{II}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_g) = (1,1 \times 65904.01) / (1 + 6 \times 0.204) = 32596.41 \text{ cm}^4$$

$$I_{IV}^j = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_j) = (1,1 \times 65904.01) / (1 + 6 \times 0.0676) = 51575.42 \text{ cm}^4$$

$$I_{IV}^p = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_p) = (1,1 \times 65904.01) / (1 + 6 \times 0,501) = 18096.46 \text{ cm}^4$$

4.6. Calcule de la flèche :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{30} = 34179.55 \quad \text{MPa (BAEL 91.art A.2.1.21)}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{30} = 11496.76 \quad \text{MPa (BAEL 91.art A.2.1.22)}$$

$$f_v^g = \frac{M_g \times l^2}{10 E_v \times I_{fv}^g} = \frac{[18762,42 \times (500^2)]}{[10 \times 11496.76 \times 48667.03]} = 0.84 \text{ cm}$$

$$f_i^g = \frac{M_g \times l^2}{10 E_i \times I_{fi}^g} = \frac{[18762,42 \times (500^2)]}{[10 \times 34179.55 \times 32596.41]} = 0.42 \text{ cm}$$

$$f_v^j = \frac{M_j \times l^2}{10 E_v \times I_{fv}^j} = \frac{[13743,17 \times (500^2)]}{[10 \times 11496.76 \times 51575.42]} = 0.58 \text{ cm}$$

$$f_i^p = \frac{M_p \times l^2}{10 E_i \times I_{fi}^j} = \frac{[25400.38 \times (500^2)]}{[10 \times 34179.55 \times 18096.46]} = 1.03 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.84 - 0.54 + 1.03 - 0.42 = 0.91 \text{ cm } f_{adm} = \frac{500}{500} = 1 \text{ CM}$$

III.5.7. dessin de ferrailage de l'escalier :

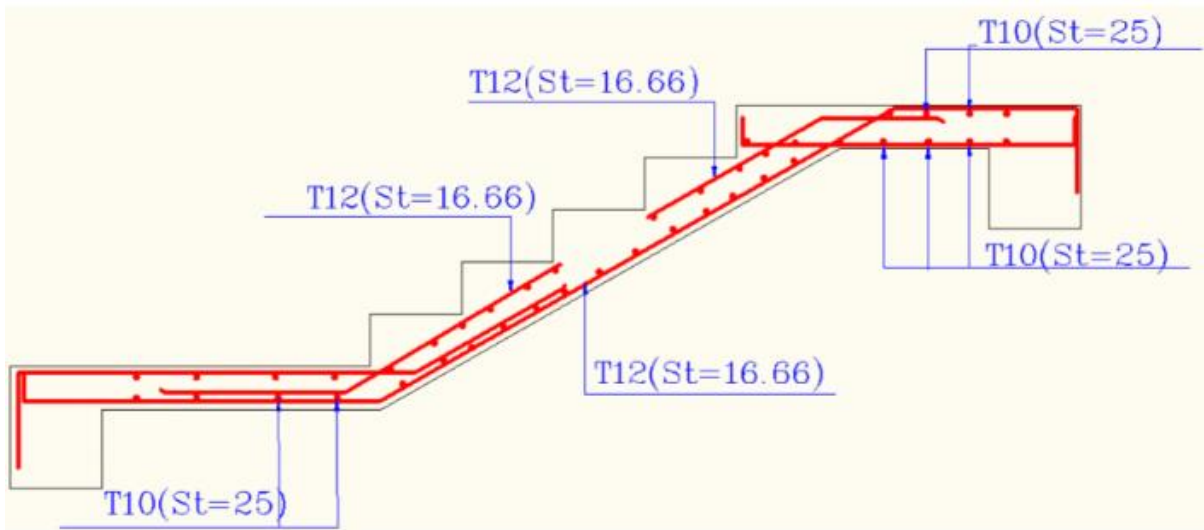


Figure III.10. Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.5.POUTRE PALIERE

III.5.1.Définition :

La poutre palière est un élément qui est soumis à la torsion droite peuvent être réduite à un couple situé sur la section lorsque les forces agissent sur elle y compris la réaction d'appuis sont situées à gauche d'une section.

III.5.2.Pré-dimensionnement:

D'après le RPA $h \geq 30cm$; Donc on prend $h = 35cm$

$0,4h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 14 \leq h \leq 28$; On prend $b=30$

D'après le RPA : - $b \geq 20cm$ (vérifiée)

$$- \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,16 < 4 \text{ vérifiée}$$

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

III.5.3. Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre : $0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,625 \text{ KN / ml}$

- poids du mur : $2,66 \times 1,82 = 3,1753 \text{ KN/ml}$

- Poids de palier:

$$G = 5,49 \text{ KN/m}^2$$

- Poids de la paillasse

$$G_p = 8,443 \text{ KN/m}^2$$

On prend une largeur d'escalier qui est: $b = 1 \text{ m}$ donc les charges sont

$$q_{du} = 5,59 \times 1 = 5,79 \text{ KN / ml}$$

$$q_{pu} = 7,56 \times 1 = 8,44 \text{ KN / ml}$$

$$\text{Donc } q_u = 17,17,66 + 2,65 + 3,175 = 23,485 \text{ KN / ml}$$

➤ Combinaison d'action :

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

- À l'ELU : $P_u = 1,35 \times 23,485 + 1,5 \times 2,5 = 35,45 \text{ KN / ml}$

- À l'ELS : $P_{ser} = 23,485 + 2,5 = 25,985 \text{ KN / ml}$

III.5.4. Ferrailage (ELU) :

$$- \text{ En travée : } M_t = \frac{P \times L^2}{24} = \frac{35,45 \times 4,00^2}{24} \Rightarrow 23,63 \text{ KN.m}$$

$$- \text{ En appui : } M_a = \frac{P \times L^2}{12} = \frac{35,45 \times 4,00^2}{12} \Rightarrow 47,27 \text{ KN.m}$$

$$T = \frac{P \times L}{2} = \frac{35.45 \times 4.00}{2} \Rightarrow 70.9 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$\mu = \frac{M_{Ut}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{23630}{30 \times 33^2 \times 17} = 0,043 < \mu_{lu} = 0,392 ;$$

On n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,043}) = 0,055$$

$$Z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 32,274 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_{ut}}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{23630}{348 \times 32,274} = 2,10 \text{ cm}^2.$$

- En appui :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d \times \sigma_{bc}} = \frac{47270}{30 \times 33^2 \times 17} = 0,0851$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0851}) = 0,111$$

$$Z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 31.53$$

$$A = \frac{M_{ua}}{\sigma_s \cdot z} = \frac{47270}{348 \times 31.53} = 4,31 \text{ cm}^2.$$

-Vérification à ELS :

$$M_{ser} = \frac{P_{ser} L^2}{8} = 23,15 \text{ KN.m}$$

$$\text{- En travée : } M_t = \frac{P \times L^2}{24} = \frac{25.985 \times 4.00^2}{24} \Rightarrow 17.32 \text{ KN.m}$$

$$\text{- En appui : } M_a = \frac{P \times L^2}{12} = \frac{25.985 \times 4.00^2}{12} \Rightarrow 34.64 \text{ KN.m}$$

$$T = \frac{P \times L}{2} = \frac{25.985 \times 4.00}{2} \Rightarrow 51.97 \text{ KN.m}$$

-En travée :

Aucune vérification à l'ELS si : $\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{C28}}{100}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{23.63}{17.32} = 1,36$$

$$\alpha = 0,055 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{C28}}{100} = 0,48$$

-Section rectangulaire

- Fissuration peut préjudiciable

Donc aucune vérification à l'ELS.

-En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{38.88}{28.88} = 1,36$$

$$\alpha = 0,111 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{C28}}{100} = 0,48$$

-Section rectangulaire -Fissuration peut préjudiciable

Donc pas de vérification à l'ELS.

-Vérification à ELU :

Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2) :

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} ; A_{\min} \geq 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.4}{400} \Rightarrow A_{\min} \geq 1.3662 \text{ cm}^2.$$

❖ **Pourcentage minimale : BAEL91 (art B.6.4) :**

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 30 \times 35 = 0,105 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A'_{\min} \geq 1,05 \text{ cm}.$$

❖ Pourcentage minimale : RPA99 :

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,005 \times 35 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

| Élément | A_{cal} | $A_{\min} \text{ cm}^2$ | A'_{\min} | A_{\min}^{RBA} | A_{\max} | A_{adop} |
|---------|-----------|-------------------------|-------------|------------------|------------|------------|
| Appui | 4.31 | 1.37 | 1.05 | 5.25 | 4.375 | 3HA16=6.02 |
| Travée | 2.1 | 1.37 | 1.05 | 5.25 | 4.375 | 3HA16=6.02 |

Tableau III.5.4. Le ferrailage de l'escalier.

III.5.5.Vérification :

-Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{51.97}{0,25 \times 0,33} \Rightarrow \tau_U = 524,94 \text{ KN / m}^2 = 0,524 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ 0,2 \frac{F_{C28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 4 \text{ Mpa} > \tau_U = 0,524 \text{ Mpa}$$

Exigence du RPA :

armatures transversales :

D'après le RPA (art.7.5.2.2) : $A_t = 0,003 S b$

$$S = \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi_L \right) = \min \left(\frac{35}{4}, 12\phi_L \right) \Rightarrow S = 8,75 \text{ cm}$$

$A_t = 0,003 \times 8,75 \times 35 = 0,9187 \text{ cm}^2$, dans la zone nodale on adopte 2T8 (1,01 cm^2)

• $S \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm}$, Dans la zone courante

$A_t = 0,003 \times 17,5 \times 35 = 1,83 \text{ cm}^2$, donc on adopte 4T8 (2,01 cm^2).

- vérification de la flèche :

D'après le BAEL 91 on doit vérifier les 3 conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{400} = 0,0875 \geq 0,0625 \dots\dots\dots\text{condition. vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,0875 > 0,033 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

$$4,0 \frac{b \times d}{f_e} \succ A_s \Rightarrow 4,0 \frac{25 \times 33}{400} = 9,9 \succ A_s = 6,02 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

Donc la flèche est vérifiée.

III.5.6. Calcul de la poutre palière a la torsion :

La contrainte tangente de torsion est donnée par la formule de RAUSCH (BAEL91 (art .A.5.4)) :

$$\tau_U = \frac{M_{TOR}}{2\Omega e}$$

e : épaisseur de la paroi au point considérée.

Ω : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive

$$\Omega = (b - e)(h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5\text{cm} \Rightarrow \Omega = (30 - 5)(35 - 5) = 750\text{cm}^2$$

Le moment de torsion est : $M_{TOR} = M_{APPUIS} = 14525\text{N.m}$

$$\text{Donc } \tau_U = \frac{14525}{2 \times 642,70 \times 4,16} \Rightarrow \tau_t = 1,93\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$$

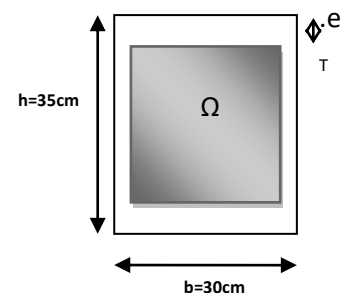


Figure III.11.: Coupe Poutre

-Armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{U \times M_{TOR}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} ; \quad \text{Avec } U : \text{périmètre } \Omega$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (35 - 5)] = 110\text{cm}$$

| SECTION | FLEXIO N | TORSION | $A_T (cm^2)$ | $A_{min} (cm^2)$ | $A_{adop} (cm^2)$ | BARRES |
|---------|-------------|---------|--------------|------------------|-------------------|--------|
|---------|-------------|---------|--------------|------------------|-------------------|--------|

| | | | | | | |
|---------------|------|-------------------------|------|-------|------|-----------|
| Appuis | 4,31 | $\frac{3.06}{2} = 1.53$ | 5,83 | 4,375 | 6,98 | 3T14+3T10 |
| Travée | 2,1 | $\frac{3.06}{2} = 1.53$ | 3,63 | 4,375 | 5,75 | 3T12+3T10 |

$$A_t = \frac{110 \times 14525}{2 \times 750 \times 348} = 3,06 \text{ cm}^2$$

Tenant compte des aciers de flexion : $A_r = A_t + A_s$

Tableau III.5.6. Recupltatif de ferailage de torsion.

Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2\Omega\sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{14525}{2 \times 750 \times 348} = 0,028 \text{ cm}^2$$

A_t : Section d'armature transversale.

S_t : L'espacement d'armature.

On prend un espacement de 15cm Soit : $3\emptyset 8 = 1,51 \text{ cm}^2$

III.5.7.dessin de ferrailage de la poutre palière :

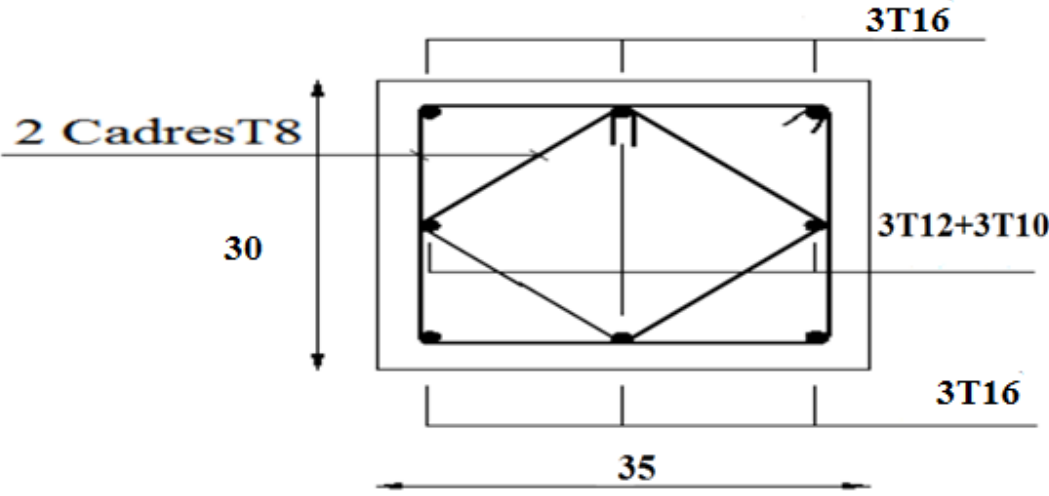


Figure III.12. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

Etude de plancher

Chapitre IV : Etude des planchers

IV.1.Introduction:

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol, ils assurent deux fonctions principales :

•**Fonction de résistance** : les planchers supportant leur poids propre et surcharges d'exploitation statique ou dynamiques.

•**Fonction d'isolation** : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages, cette fonction peut être assurée de façon complémentaire par un fauxplafond ou un revêtement du sol.

IV.2.Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des poutres de section en **T** associées à des planchers, Les planchers sont des aires horizontales qui servent limitant les étages, ils ont un épaisseur faible par rapport à leur dimensions en plan.

Dans notre structure, les planchers sont en corps creux (16+4 =20 cm)
Plancher = poutrelles + corps creux + dalle de compression.

$$0.3 h_t \leq b_0 \leq 0.6 h_t \longrightarrow 7.2 \leq b_0 \leq 14.4 \longrightarrow \text{soit } b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min\left(\frac{L_0}{2}, \frac{L_{\max}}{10}\right)$$

$$b_1 = \min\left(\frac{53}{2}, \frac{400}{10}\right) = \min(26.5, 40)$$

Donc soit : $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

La largeur de la table de compression est égale à : $b = b_0 + 2 b_1$

$$b = 12 + 2 \times 26.5 \longrightarrow b = 65 \text{ cm}$$

Iv.3. Les types des poutrelles:

Dans notre projet, on trouve deux types des poutrelles sont:

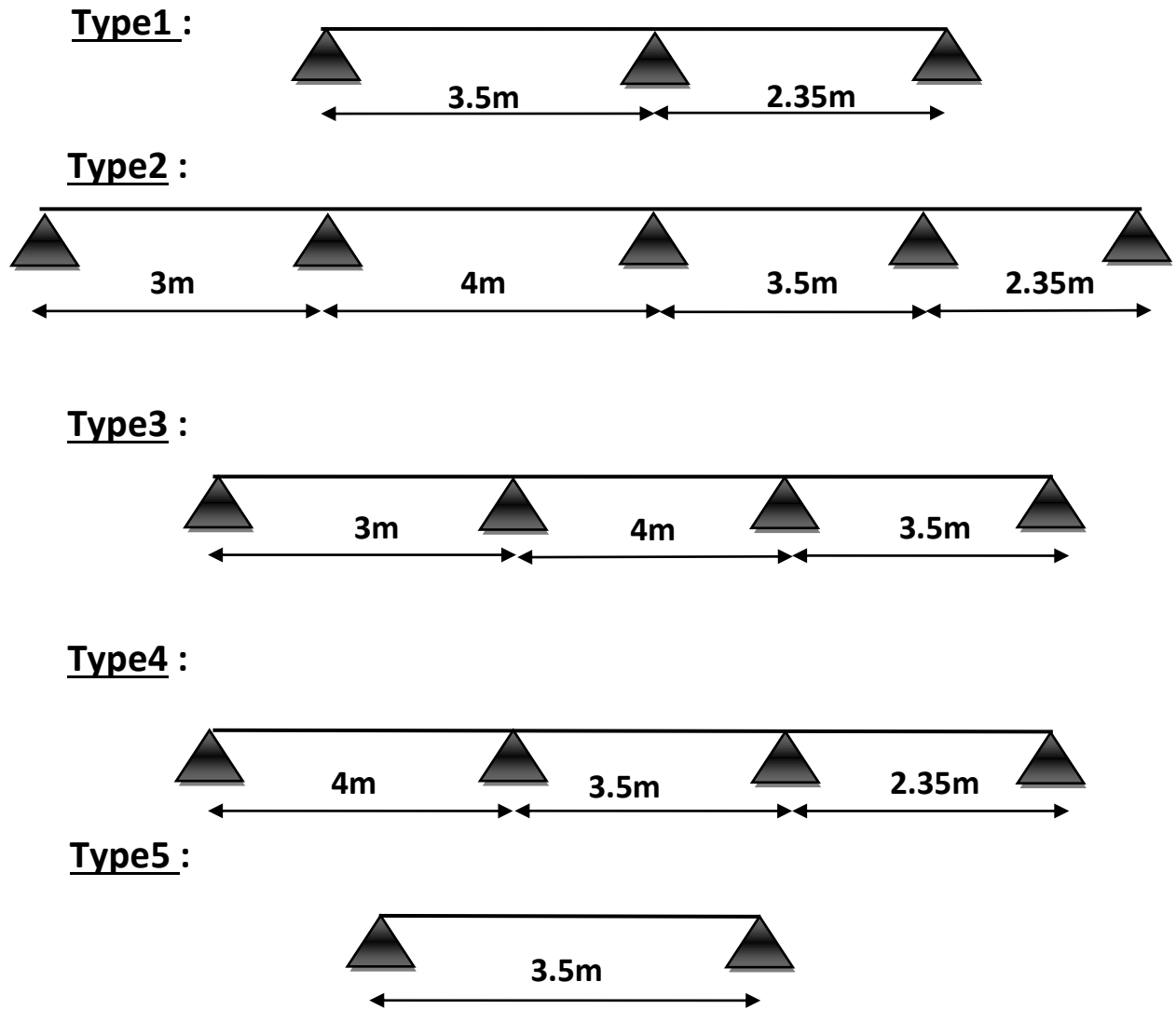


Figure III.1. Les types des poutrelles

| niveau | G (KN/m ²) | Q (KN/m ²) | b (m) | ELU (KN/ml) (1,35G+1,5Q)×b | ELS (KN/m) (G+Q) ×b |
|-----------------------|---------------------------|---------------------------|-------|-------------------------------|------------------------|
| Terrasse inaccessible | 6.16 | 1 | 0,65 | 6.38 | 4.65 |
| Étage courant | 5.25 | 1.5 | 0,65 | 6.1 | 4.06 |

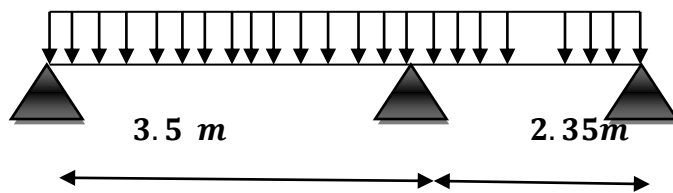
Tableau III.1. Charges supporté par Les poutrelles.

Iv.4.Détermination des efforts internes :

Nous avons deux (2) types de poutrelles, on va déterminer les efforts internes par la méthode des trois moments.

IV.4.1. Poutrelle type (1) :

a) Poutrelle étage courante à l'ELU :



➤ Sur appui :

$$b_i \cdot M_{i-1} + (a_{i+1} + c_i)M_i + b_{i+1} \cdot M_{i+1} = W_i'' - W_{i+1}'$$

Avec

EI : constante. (I : Inertie, E : Module de Young.)

$$a_i = c_i = 2b_i = \frac{l_i}{3EI}$$

$$W_i' = -W_i'' = \frac{Pl_i^3}{24EI}$$

$$M_0 = M_2 = 0$$

Pour $i=1$

$$b_1 \cdot M_0 + (a_2 + c_1)M_1 + b_2 \cdot M_2 = W_1'' - W_2'$$

$$\frac{l_2 + l_1}{3EI} M_1 = -P_u \cdot l_1^3 - P_u \cdot \frac{l_2^3}{24EI}$$

$$\frac{2.35 + 3.5}{3} M_1 = -\frac{6.10(3.5^3 + 2.35^3)}{24} = -14.20$$

$$M_1 = -14. \times \frac{3}{5.85} = -7.28 \text{KN.m}$$

➤ En travée :

$$M_i = \mu_i(x) + M_{i-1} \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_i \left(\frac{x}{l_i}\right)$$

Avec :

$$\mu_i(x) = -\frac{P_u x^2}{2} + \frac{P_u l_i}{2}$$

- Pour la première travée :

$$\mu_1(x) = -\frac{6.10}{2}x^2 + \frac{6.10 \times 3.5}{2}x$$

$$M(x) = -\frac{6.10}{2}x^2 + \frac{6.10 \times 3.5}{2}x + \frac{(-7.28)x}{3.5}$$

$$M(x) = -\frac{6.10}{2}x^2 + \left(6.10 \times \frac{5.3}{2} - \frac{7.28}{3.5}\right)x$$

$$T(x) = \frac{\partial M(x)}{\partial x} = -6.10x + 8.595$$

$$M_{\max} T(x)=0 \rightarrow$$

$$x = \frac{8.595}{6.1} = 1.41\text{m}$$

$$M(x) = -\frac{6.1}{2}(1.41)^2 + \frac{6.1 \times 3.5}{2}(1.41) + \frac{(-7.28)}{3.5}(1.41)$$

$$M_{\max}=M(1.41)=6.05\text{KN.m}$$

$$T(0) = -6.1(0) + 8.595 = 8.595\text{KN}$$

$$T(5,3) = -6.1(3.5) + 8.595 = -12.755\text{KN}$$

- Pour la deuxième travée :

$$\mu_1(x) = -\frac{6.10}{2}x^2 + \frac{6.10 \times 2.35}{2}x$$

$$M(x) = -\frac{6.10}{2}x^2 + \frac{6.10 \times 2.35}{2}x + (-7.28)\left(1 - \frac{x}{2.35}\right)$$

$$M(x) = -\frac{6.1}{2}x^2 + \left(6.10 \times \frac{2.35}{2} + \frac{7.28}{2.35}\right)x$$

$$T(x) = \frac{\partial M(x)}{\partial x} = -6.10x + 10.26$$

$$M_{\max} \longrightarrow T(x)=0$$

$$x = \frac{17.30}{7.44} = 1.716\text{m}$$

$$M(x) = -\frac{6.1}{2}(1.716)^2 + \frac{6.1 \times 2.35}{2}(1.716) + (-7.28)\left(1 - \frac{1.716}{2.35}\right)$$

$$M_{\max}=M(1.716)=1.358\text{KN.m}$$

$$T(0) = -6.1(0) + 10.26 = 17,30\text{KN}$$

$$T(2,7) = -6.1(2.35) + 10.26 = -2,79\text{KN}$$

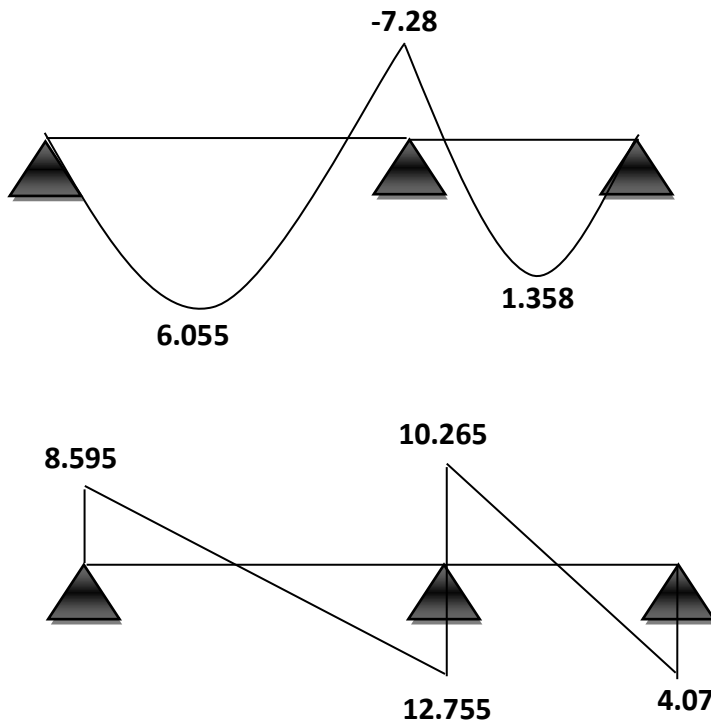


Figure III.2. Les diagrammes des moments et efforts tranchants pour poutrelle étage courants type(1) à l'ELU

Nous faisons le même calcul pour la poutrelle des plancher terrasse et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| Moments (KN.m) | | PLANCHER ETAGE | | PLANCHER TERRASSE | |
|----------------|----------|----------------|--------|-------------------|--------|
| | | ELU | ELS | ELU | ELS |
| Sur appui | M_0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | M_1 | -7.28 | -5.236 | -7.614 | -5.554 |
| | M_3 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| En travée | M_{t1} | 6.055 | 4.355 | 6.333 | 4.62 |
| | M_{t2} | 1.358 | 0.976 | 1.42 | 1.036 |

Tableau III.2. Moments pour les poutrelles type (1).

| Effort tranchant(KN) | | PLANCHER ETAGE | | PLANCHER TERRASSE | |
|----------------------|--------|----------------|--------|-------------------|--------|
| | | ELU | ELS | ELU | ELS |
| Travée 1 | 0 | 8.595 | 6.182 | 8.99 | 6.558 |
| | 3.5 m | -12.755 | -9.174 | -13.34 | -9.731 |
| Travée 2 | 0 | 10.265 | 7.383 | 10.737 | 7.382 |
| | 2,35 m | -4.07 | -2.927 | -4.256 | -3.105 |

Tableau III.3. Efforts tranchants dans les poutrelles type (1).

I.V.3.2.Poutrelle type (2) :

a) Poutrelle étage courante à l'ELU :

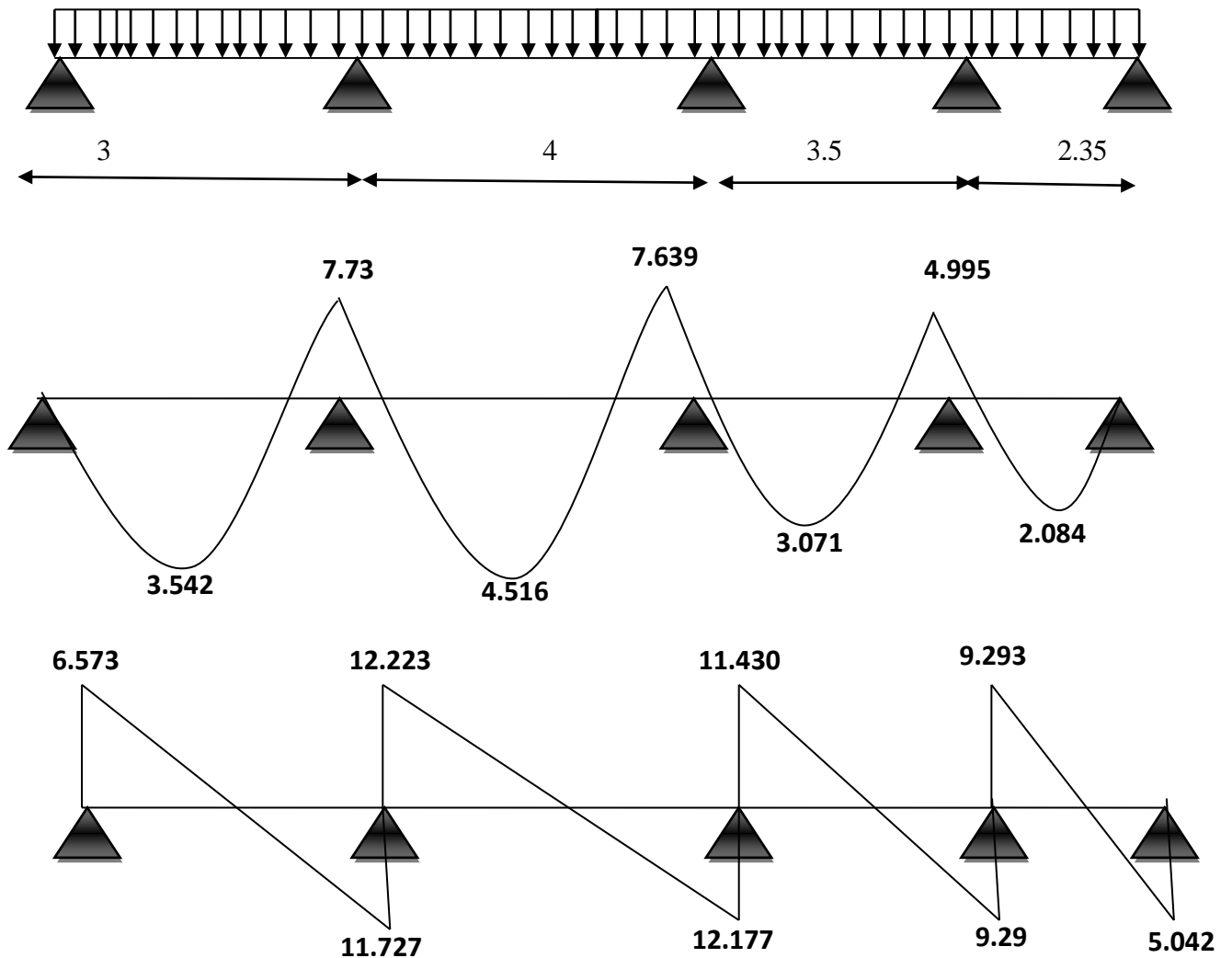


Figure IV.3. Les diagrammes des moments et efforts tranchants pour poutrelle étage courants type(2) à l'ELU

| Moments (KN.m) | | PLANCHER ETAGE | | PLANCHER TERRASSE | |
|----------------|----------|----------------|--------|-------------------|--------|
| | | ELU | ELS | ELU | ELS |
| Sur appui | M_0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | M_1 | -7.73 | -5.677 | -8.085 | -5.898 |
| | M_2 | -7.639 | -5.644 | -7.989 | -5.828 |
| | M_3 | -4.995 | -3.548 | -5.224 | -3.811 |
| | M_4 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| En travée | M_{t1} | 3.542 | 2.505 | 3.704 | 2.702 |
| | M_{t2} | 4.516 | 3.415 | 4.723 | 3.445 |
| | M_{t3} | 3.071 | 2.163 | 3.212 | 2.343 |
| | M_{t4} | 2.084 | 1.515 | 2.179 | 1.595 |

Tableau IV.4. Moments pour les poutrelles type (2).

| Effort tranchant(KN) | | PLANCHER ETAGE | | PLANCHER TERRASSE | |
|----------------------|--------|----------------|--------|-------------------|--------|
| | | ELU | ELS | ELU | ELS |
| Travée 1 | 0 | 6.573 | 4.728 | 6.875 | 5.015 |
| | 3 m | -11.727 | -8.435 | -12.265 | -8.947 |
| Travée 2 | 0 | 12.223 | 8.791 | 12.784 | 9.325 |
| | 4 m | -12.177 | -8.759 | -12.736 | -9.291 |
| Travée 3 | 0 | 11.430 | 8.221 | 11.955 | 8.721 |
| | 3.5m | -9.29 | -7.135 | -10.375 | -7.568 |
| Travée 4 | 0 | 9,293 | 6.684 | 9.72 | 7.09 |
| | 2,35 m | -5.042 | 3.267 | 5.273 | -3.847 |

Tableau IV.5. Efforts tranchants dans les poutrelles type (2).

I.V.3.3.Poutrelle type 3)

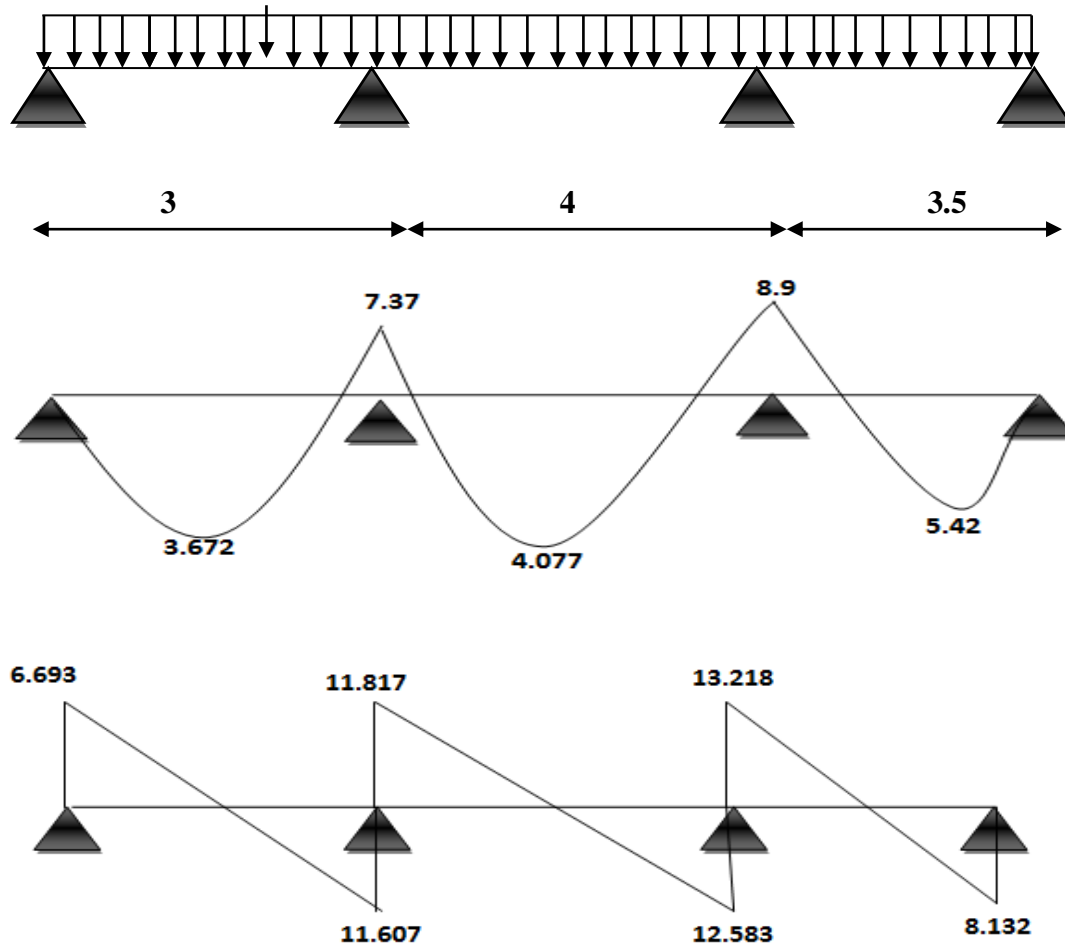


Figure IV.4. Les diagrammes des moments et efforts tranchants pour poutrelle étage courants type(3) à l'ELU

| Moments (KN.m) | | PLANCHER ETAGE | | PLANCHER TERRASSE | |
|----------------|-----------------|----------------|--------|-------------------|--------|
| | | ELU | ELS | ELU | ELS |
| Sur appui | M ₀ | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | M ₁ | -7.37 | -5.301 | -7.708 | -5.623 |
| | M ₂ | -8.9 | -6.402 | -9.309 | -6.791 |
| | M ₄ | 0 | 0 | 0 | 0 |
| En travée | M _{i1} | 3.672 | 2.641 | 3.841 | 2.802 |
| | M _{i2} | 4.077 | 2.932 | 4.264 | 3.111 |
| | M _{i5} | 5.42 | 3.899 | 5.669 | 4.136 |

Tableau IV.6. Moments pour les poutrelles type (3).

| Effort tranchant(KN) | | PLANCHER ETAGE | | PLANCHER TERRASSE | |
|----------------------|-------|----------------|--------|-------------------|--------|
| | | ELU | ELS | ELU | ELS |
| Travée 1 | 0 | 6.693 | 4.814 | 7.001 | 5.107 |
| | 5,3 m | -11.607 | -8.348 | -12.139 | -8.855 |
| Travée 2 | 0 | 11.817 | 8.50 | 12.360 | 9.016 |
| | 2,7 m | -12.583 | -9.050 | -13.160 | -9.600 |
| Travée 4 | 0 | 13.218 | 9.507 | 13.825 | 10.085 |
| | 2,7 m | -8.132 | 5.48 | 8.505 | -6.20 |

Tableau IV.7. Efforts tranchants dans les poutrelles type (3).

I.V.3.3.Poutrelle type 3)

$$M = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{6.1 \cdot 3.5^2}{8} = 9.341 \text{ kn.m}$$

$$T = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{6.1 \cdot 3.5}{2} = 10.675 \text{ kn}$$

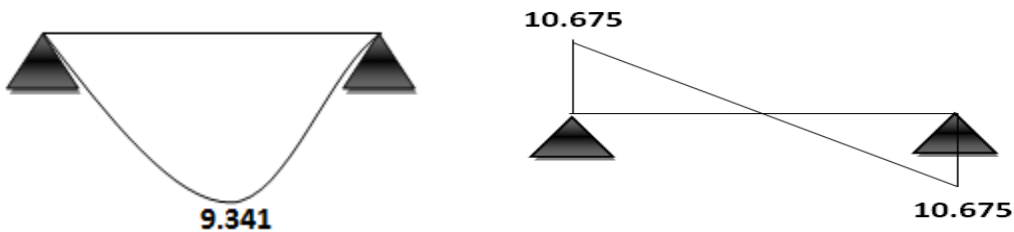
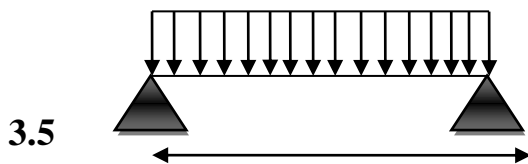


Figure IV.5. Les diagrammes des moments et efforts tranchants pour poutrelle étage courants type(4) à l'ELU

| Moments (KN.m) | | PLANCHER ETAGE | | PLANCHER TERRASSE | |
|----------------|-----------------|----------------|-------|-------------------|-------|
| | | ELU | ELS | ELU | ELS |
| appuis | M ₀ | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | M ₁ | 0 | 0 | 0 | 0 |
| travee | M _{t1} | 9.341 | 6.718 | 9.769 | 7.026 |

Tableau IV.8. Moments pour les poutrelles type (4).

| Effort tranchant(KN) | | PLANCHER ETAGE | | PLANCHER TERRASSE | |
|----------------------|-------|----------------|--------|-------------------|---------|
| | | ELU | ELS | ELU | ELS |
| Travée 4 | 0 | -10.675 | -7.678 | -11.165 | -8.1445 |
| | 3.5 m | -10.675 | 7.678 | 11.165 | -8.1445 |

Tableau IV.9. Efforts tranchants dans les poutrelles type (4).

IV.5.Calcul des ferrailrages :

$b = 65\text{cm}; b_0 = 12\text{cm}$

$h = 20\text{cm}; h_0 = 4\text{cm}$

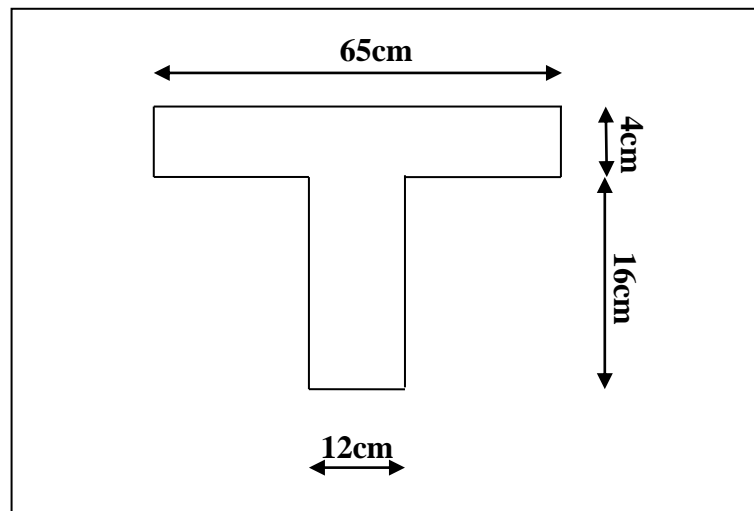


Figure III.6.Schéma des poutrelles.

III.5.1.L'enrobage:

$$C \geq C_0 + \frac{\emptyset}{2}$$

$C_0 = 1\text{cm}$ (fissuration peu préjudiciable). (BAEL99Article A.7.1)

$$\emptyset = \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm (BAEL99Article A. 7. 2. 1)}$$

$$C \geq 1 + \frac{2}{2} = 2 \text{ cm}$$

Donc on adopte : $C = 2,5\text{cm}$

$$d = h - c = 20 - 2 = 18\text{cm}$$

| | M max (appui) (KN.m) | Mmax (travée) (KN.m) | Tmax (KN) |
|--------------|---------------------------------------|---------------------------------------|----------------------------|
| E.L.U | 9.309 | 9.769 | 13.825 |
| E.L.S | 6.791 | 7,027 | 10.085 |

Tableau III.10. Les sollicitations dans les poutrelles.

III.5.2. Les armatures longitudinales :

➤ **ELU :**

- **En travée :**

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$$M_0 = f_{bu} \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 17 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) = 70720 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\max} = 9769\text{N.m} < M_0 = 70720 \text{ N.m}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b=65\text{cm}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.769}{17 \times 65 \times 18^2} = 0,0273 < \mu_1 = 0,392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0273}) = 0,408$$

$$Z_u = d(1 - 0,4\alpha_u) = 18(1 - 0,4 \times 0,408) = 15,06$$

$$A_{tu} = \frac{M_A}{Z_u \times \sigma_{st}} = \frac{9769}{15,508 \times 348} = 1,86 \text{ cm}^2$$

- **Sur appuis:**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12$ cm.

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.309}{17 \times 12 \times 18^2} = 0,141 < \mu_l = 0,392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,141}) = 0,191$$

$$Z_u = d(1 - 0,4\alpha_u) = 18(1 - 0,4 \times 0,191) = 16,62$$

$$A_{au} = \frac{M_A}{Z_u \times \sigma_{st}} = \frac{9309}{16,62 \times 348} = 1,61 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS :**

D'après le BAEL99

- La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée : $\alpha \leq \bar{\alpha}$

Avec :

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

| | A (cm ²) | M _u (KN.m) | M _{ser} (KN.m) | γ | f _{c28} | $\bar{\alpha}$ | Condition |
|------------|----------------------|-----------------------|-------------------------|------|------------------|----------------|-----------|
| en travée | 1,81 | 9,769 | 7,027 | 1,39 | 30 | 0,495 | vérifiée |
| sur appuis | 1,61 | 9.309 | 6,791 | 1,39 | 30 | 0,485 | vérifiée |

III.5.3. Condition de non fragilité:BAEL99 (Article A.4.2,1)

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

En travée: $A_{t \min} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,4}{400} = 1,6146\text{cm}^2$

Sur appuis: $A_{a \min} \geq 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,4}{400} = 0,29808\text{cm}^2$

III.5.4. Pourcentage minimal:BAEL99 (Article B.6.4)

$$A'_{\min} \geq 0,001. b. h$$

En travée: $A'_{t \min} \geq 0,001 \times 65 \times 20 = 1,3\text{cm}^2$

Sur appuis: $A'_{a \min} \geq 0,001 \times 12 \times 20 = 0,24\text{cm}^2$

III.5.5. Tableau Récapitulatif :

$$A = \max (A_{\text{cal}}; A_{\min}; A'_{\min})$$

| Eléments | A _{cal} (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A' _{min} (cm ²) | A _{max} (cm ²) | A _{adop} (cm ²) |
|----------|-------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|
| Travée | 2,744 | 1,929 | 1,56 | 2,744 | 3HA12=3,14 |
| Appuis | 2,97 | 0,356 | 0,288 | 2,97 | 2HA14 =3.08 |

III.5.6. Diamètre minimal :BAEL99 (Article A.7.2, 2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}; \phi_1; \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; 12; \frac{120}{10}\right) = \min(5,71; 12; 12)$$

Soit $\phi_t = 8\text{mm}$ FeE235 BAEL99(Article A. 6.1,252)

$$A_t = 2\phi_8 = 1,01\text{cm}^2$$

III.5.7.Espacement des cadres S_t : BAEL99 (Article A.5.1, 22)

$$S_{t1} \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(16,2; 40) \text{ cm} \longrightarrow S_{t1} = 16,2\text{cm}$$

$$S_{t2} \leq A_t \times f_e / 0.4 \times b_0 = 1.01 \times 235 / 0.4 \times 12 = 49,45\text{cm}$$

$$S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2})$$

$$S_t \leq \min(16.2 ; 49.45) \rightarrow S_t = \mathbf{16.2\text{cm}}$$

Alors on prend : $S_t = \mathbf{20\text{ cm}}$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 20 cm avec un premier espacement auprès de l'appui de 10 cm.

III.5.8.Vérification de l'effort tranchant : BAEL99 (Article A.5.1)

La contrainte tangente : $\tau_u = T_U / (b_0 \times d)$BAEL99 (Article A.5.1, 1)

T_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

b_0 : Désigne la largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$T_U = 13825\text{N}$$

$$\tau_u = \frac{13825}{120 \times 215} = 0,536\text{MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne), donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = \min\left(0.2 \times \frac{30}{1.5} = 4\text{MPa}; 5\text{MPa}\right) = 4\text{MPa}$$

$\tau_u = 0,536\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 4\text{MPa}$ condition vérifiée.

III.5.9. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL99 (Article A.5.1, 31)

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que L'on a :

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Au maximum $a = 0.9.d = 16,2\text{cm}$.

$$T_u = 13825 \text{ N}$$

$T_u = 13825\text{N} \leq 0.267 \times 162 \times 120 \times 30 = 155714.4\text{N}$condition vérifiée.

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e}$$

$$A_{\text{adopt}} = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2 = 314 \text{ mm}^2$$

$A = 314\text{mm}^2 \geq 1.15 \times \frac{13825}{400} = 39.04\text{mm}^2$ condition vérifiée

III.5.10. Vérification de la flèche : BAEL99 (Article B.6.8, 424)

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{24}{530} = 0.045 > 0.0625$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{24}{530} = 0.045 > 0.014$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.20}{f_e} \rightarrow \frac{3.14}{65 \times 21.5} = 0.0022 < 0.0105$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

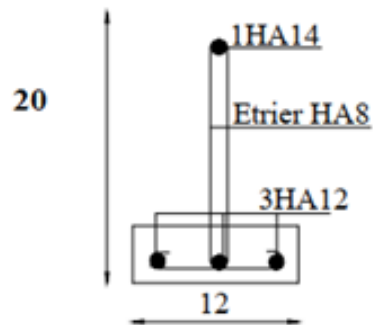
COUPE SUR TRAVEE

Figure III.7. Schéma de ferrailage des poutrelles sur travée.

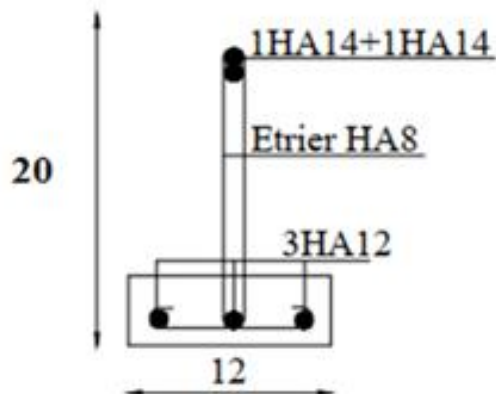
COUPE SUR APPUIS

Figure III.8. Schéma de ferrailage des poutrelles sur appuis.

III.5.11. La dalle mince (Table de compression) : BAEL99 (Article B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 5 cm.

Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ Treillis soudé FeE 235 → $f_e = 500$ MPa.

L'écartement L entre axes des nervures égal à 65cm donc : $L_n=65\text{cm}$

$50\text{cm} < L_n < 80\text{cm}$

$$A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e} = 4 \times \frac{65}{400} = 0.65\text{cm}^2 \quad \text{soit: } 5\emptyset 5 = 0.98\text{cm}^2$$

- **Espacement :**

$$S_t = 100/n = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

n : nombres des barres.

Soit: $S_t=20\text{cm}$

- **Pour les armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49$$

On adopt $3\emptyset 5 = 0, 59 \text{ cm}^2$.

Espacement:

$$S_t = 100/n = 100/3 = 33, 33 \text{ cm}$$

$S_t=30 \text{ cm}$

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension **(20×30) cm²**.

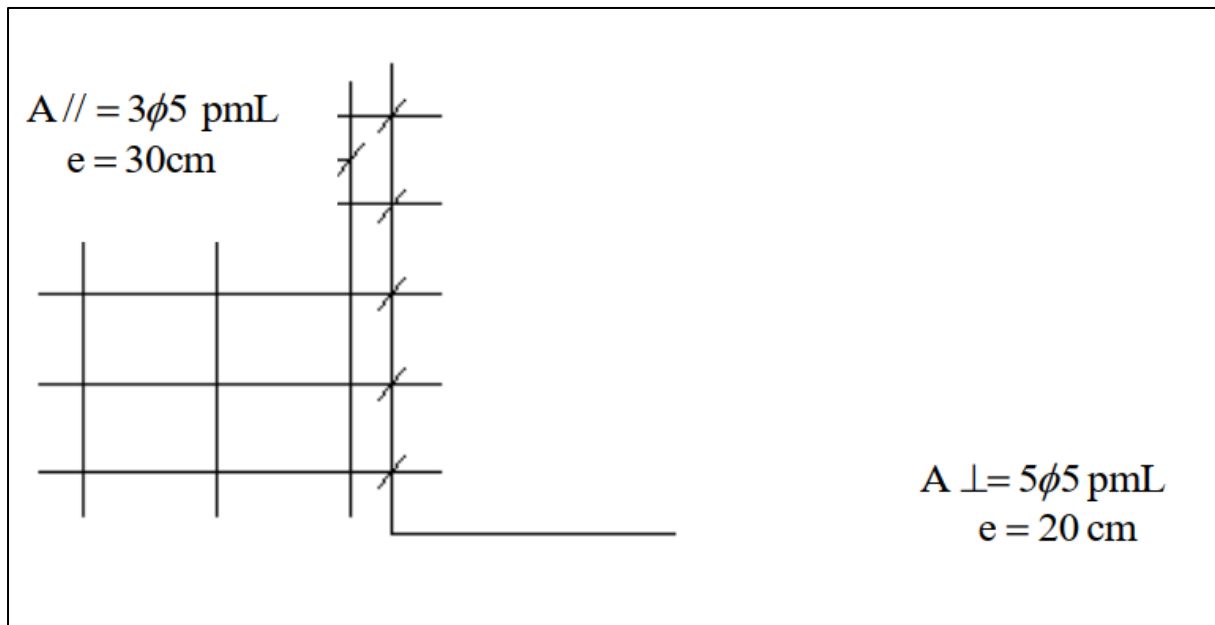


Figure III.9. Schéma de ferrailage de la dalle mince.

Remarque :

Pour justifier mon choix du plancher à corps creux susceptible d'être déformable sous l'effet des déformations excessives pour les étages supérieurs et pour parer aux déformations éventuelles entre portiques de rive et le plancher à corps creux on a la disposition de ferrailage suivant :

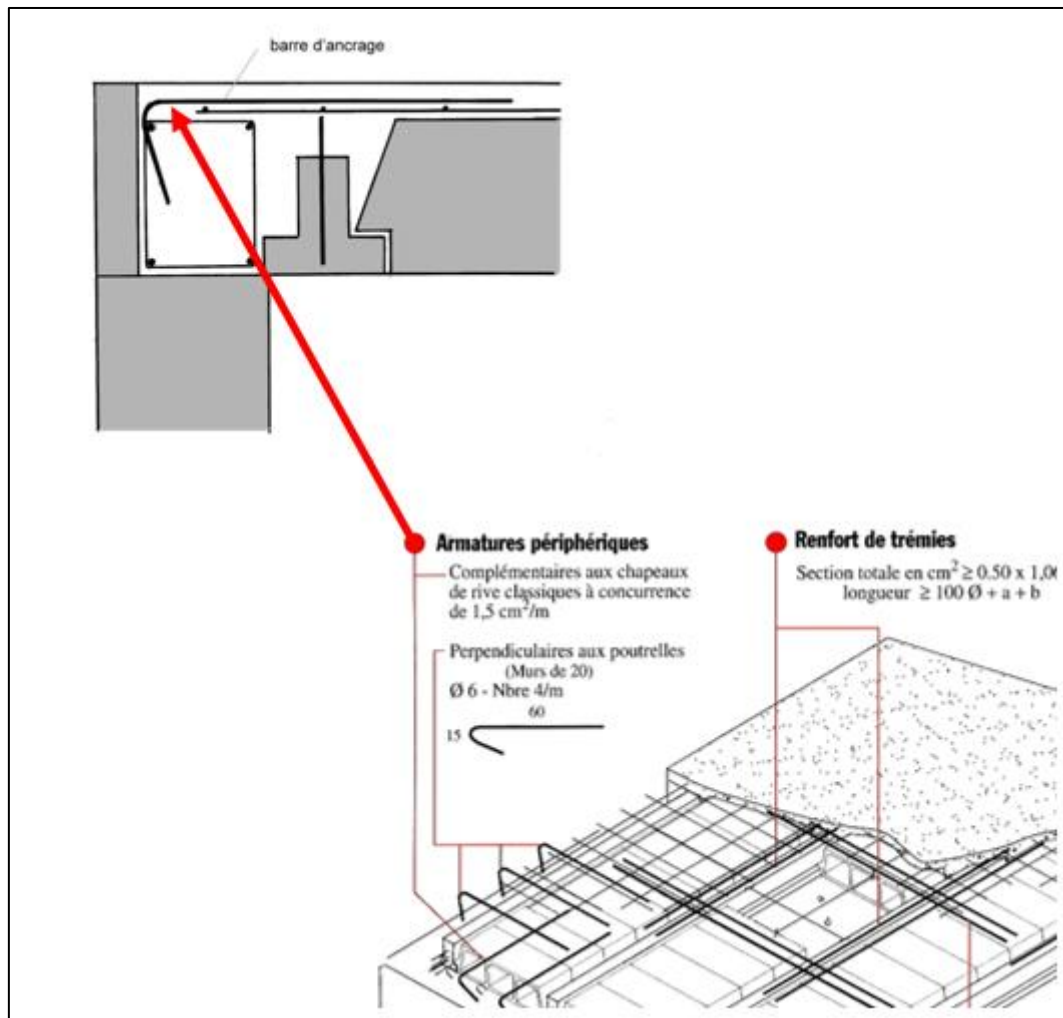


Figure III.10. Ancrage du diaphragme, sens non porteur (Continuité du diaphragme)

Etude dynamique

Chapitre V : Analyse de la structure

V. 1.Introduction :

La seule prévention valable en zone à risque sismique est la construction parasismique, c'est à dire l'art de construire de manière telle que les bâtiments, même endommagés, ne s'effondrent pas.

Le but est en premier lieu d'éviter les pertes humaines, mais aussi d'éviter une catastrophe technologique que des dégâts incontrôlés risqueraient de provoquer, en maintenant la stabilité, l'intégrité ou la fonctionnalité d'installations sensibles, stratégiques ou potentiellement dangereuses. Dans tous les cas, la meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

Notre travail, consiste en l'étude et la conception d'un bâtiment(R+8) à usage habitation avec un système de contreventement mixte (voile + portique), est implanté à Wilaya de tipaza, C'est une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone sismicité (Zone III : sismicité fort) et dans un Site meuble (S3).

✓ Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

V.2.Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure.

On citera :

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

a) Méthode statique équivalente:

- **Principe:**

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

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions des axes principales du plan horizontal de la structure.

- **Demain d'application:**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 2003.

b) Méthode d'analyse modale spectrale:

- **Principe:**

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

L'étude dynamique sismique a été faite du logiciel d'analyse des structures (Robot), par ailleurs ce calcul a été complète par des vérifications analytiques conformément aux recommandations du chapitre 04 du règle RPA2003.

- **Demain d'application:**

La méthode analyse modale spectrale est appliquée pour tous les cas de bâtiment, et en particulier dans les cas où la méthode statique équivalente est inapplicable.

c) Méthode d'analyse dynamique par Accélérogramme :

- **Principe:**

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques

(Centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

Remarque :

Pour l'étude de notre projet, la méthode statique équivalente n'est pas applicable car l'article (4.1.2.b) RPA2003 limite la hauteur totale de la structure en zone IIa à 23m. Nous utiliserons alors, la méthode dynamique modale spectrale pour l'analyse de notre structure.

V.3. Calcul des actions sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale):

V.3.1. Présentation du logiciel de calcul :

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette Analyse est le logiciel **ROBOT Structural analyses Professional**.

Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

➤ **Description de logiciel ROBOT :**

- Il est connu exclusivement pour le calcul des bâtiments, il permet de modéliser facilement et rapidement tout type de bâtiment grâce à une interface graphique.
- Il permet une descente de charge automatique et rapide.
- Calcul automatique de centre de Torsion et centre de Masse ainsi que la prise en compte implicite de l'excentricité accidentelle.

- Les voiles sont modélisés comme des éléments (dalle) à (04 nœuds).
- Les Poteaux et les Poutres sont modélisés comme des éléments (barre) à (02 nœuds), (chaque nœud ayant (06) degré de liberté).
- Les Plancher sont considèrent rigides dans leur plans et sont simulés par des diaphragmes.

➤ **but de l'analyse dynamique:**

-Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.

-Déterminer les modes et les périodes propres.

ROBOT considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considéré concentrées au niveau de chaque plancher.

-La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie des surcharges d'exploitations ($\beta = 0,2$) **Tableau .4.5.RPA2003.**

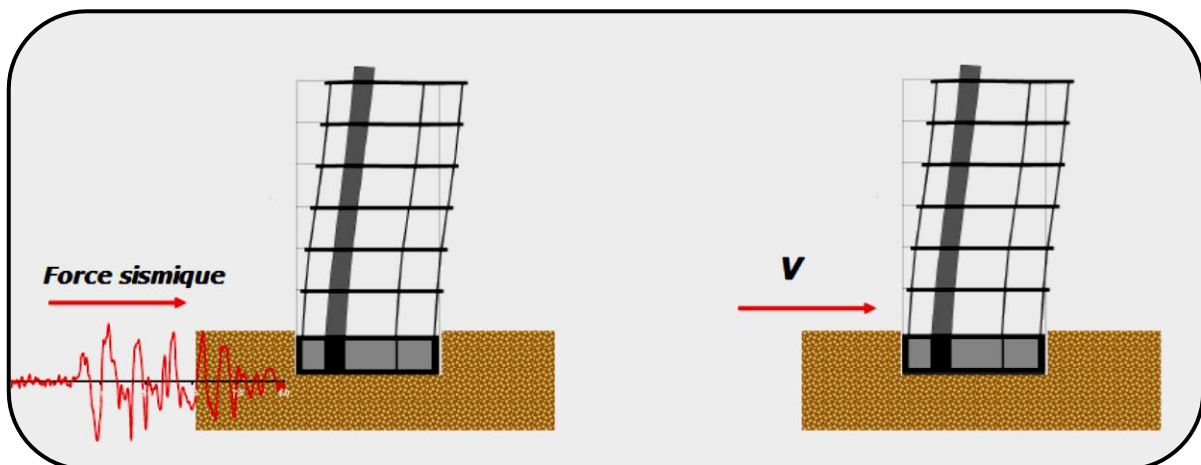


Figure V.1 : Simulation de la force sismique.

V.3.2. Spectre de Réponse de calcul :RPA 2003 (Article 4.3.3) :

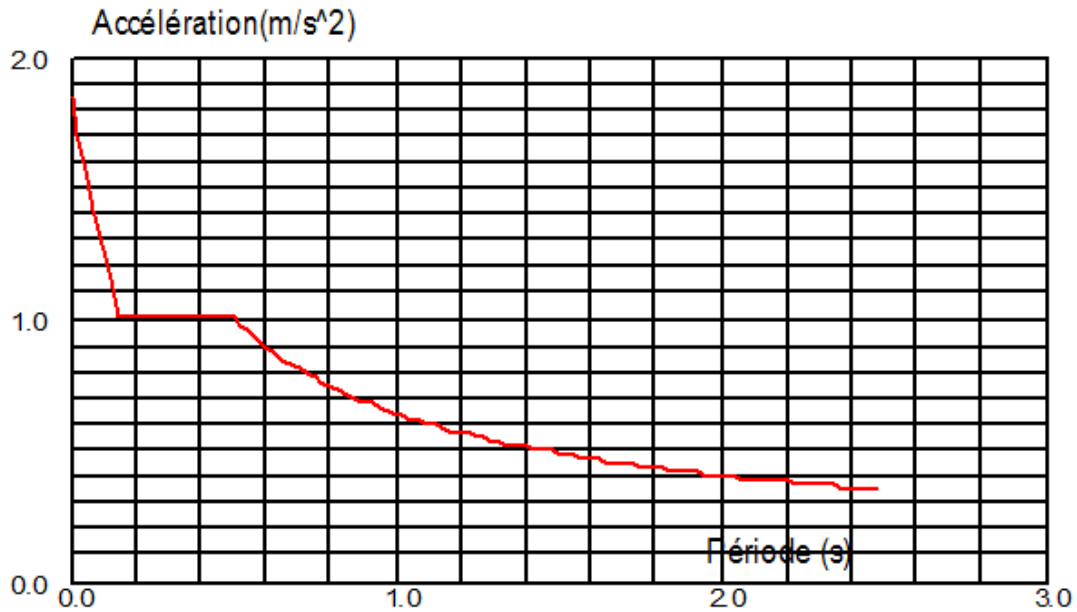


Figure V.2. Courbe de spectre de réponse.

L'action séismique est représenté par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

- A** : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1).
- η** : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 05%).
- ξ** : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2).
- R** : Coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3).
- T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7).
- Q** : Facteur de qualité (tableau 4.4).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

Alors dans notre cas : (tableau 4.2).

- $\xi = 7\% \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7$
- A** = 0.25 Zone III, groupe d'usage2 (tableau 4.1).
- R** = 5 (Structure mixte avec interaction-tableau 4.3 RPA99).
- T₁** = 0.15 sec.
- T₂** = 0.50 sec (Tableau 4.7 RPA99 – v2003).
- Q** : sa valeur et déterminer par la formule : **Q = 1 + ΣP_q**

P_q : Tableau 4.4 RPA 2003.

| Critère q » | P _q | |
|---|----------------|-----------|
| | Observé | N/observé |
| 1. Conditions minimales sur les files de contreventement | 0 | / |
| 2. Redondance en plan | / | 0.05 |
| 3. Régularité en plan | / | 0.05 |
| 4. Régularité en élévation | 0 | / |
| 5. Contrôle de la qualité des matériaux | / | 0.05 |
| 6. Contrôle de la qualité de l'exécution | / | 0.10 |

Tableau V.1. Valeurs des pénalités P_q .

Alors à partir de tableau on trouve: $Q = 1.25$.

V.3.3. Nombre de modes à considérer:

D'après RPA 2003 (Article 4.3.4-a) :

- Pour les structure représentées par des modèles plans de deux directions orthogonales, le nombre de Vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :
 - _ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.
 - _ Ou que les modes ayant un masse model effective supérieure a **05%** De la masse Totale de la structure soient retenus pour les déterminations de la réponse totales de la structure.
 - _ Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.
- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, les nombres minimal de modes K à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20$ sec
Ou : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et TK la période du mode K.

- **Classification de l'ouvrage**

Chaque bâtiment doit être classé selon son usage, sa configuration en plan et en élévation, et la zone où il est implanté.

Notre ouvrage est un bâtiment à usage Habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48m. Il est implanté dans la Wilaya de Tipaza (zone III). Il sera classé au groupe d'usage 2.

- **Classification des sites**

Selon l'article 3.3.1 du RPA 2003, les sites sont classés en quatre (04)

Catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- **Catégorie S₁**(site rocheux).
- **Catégorie S₂**(site ferme).
- **Catégorie S₃**(site meuble).
- **Catégorie S₄**site très meuble).

| catégorie | Description | q_c (Mpa) | N | P_1 (Mpa) | E_p (Mpa) | q_u (Mpa) | V_s (m/s) |
|----------------------|---|----------------|-------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| S₁ | Rocheux | - | - | > 5 | > 100 | > 10 | ≥ 800 |
| S₂ | Ferme | > 15 | >50 | > 2 | > 20 | > 0.4 | ≥ 400 < 800 |
| S₃ | Meuble | 1.5 ~15 | 10~50 | 1 ~ 2 | 5 ~20 | 0.1 ~0.4 | ≥ 200 < 400 |
| S₄ | Très meuble ou présence de 3m au moins d'argile | < 1.5 | < 10 | < 1 | < 5 | < 0.1 | ≥ 100 < 200 |

Tableau V.2.Classification des sites.

Notre bâtiment est implanté sur un site de catégorie S₂ (site ferme).(Implantation donnée par le rapport de sol).

V.4. Modélisation de la structure en portiques (sans voiles) :

Pour la première proposition, on propose une structure en portiques sans voiles et ce malgré que le (RPA 2003) n'autorise pas ce type de contreventement en Zone III. Le but c'est d'avoir une idée sur la valeur de la période et de la flexibilité de la structure.

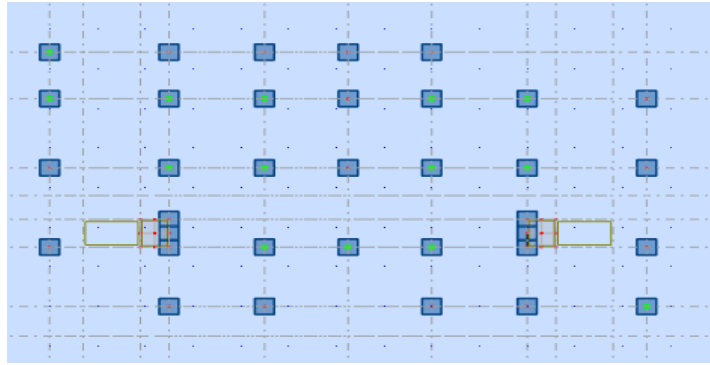


Figure V.3. Disposition des portiques.

➤ **Périodes et coefficients de participation modaux :**

Les résultats obtenus de la structure sont récapitulés dans le tableau suivant :

| Mode | Période | UX | UY | ΣUX | ΣUY |
|------|---------|-------|-------|-------------|-------------|
| 1 | 0,96 | 1,87 | 64,70 | 1,87 | 64,70 |
| 2 | 0,88 | 70,31 | 5,48 | 72,18 | 70,18 |
| 3 | 0,78 | 8,27 | 9,34 | 80,44 | 79,53 |
| 4 | 0,31 | 0,30 | 8,31 | 80,74 | 87,83 |
| 5 | 0,29 | 9,28 | 0,87 | 90,02 | 88,70 |
| 6 | 0,26 | 0,80 | 1,54 | 90,83 | 90,24 |
| 7 | 0,18 | 0,24 | 2,66 | 91,06 | 92,90 |
| 8 | 0,17 | 4,66 | 0 | 90,39 | 91,9 |
| 9 | 0,15 | 1,29 | 0 | 91,68 | 91,9 |
| 10 | 0,12 | 0 | 2,74 | 91,68 | 94,64 |

Tableau V.3.Résultat de la première variante.

➤ **Interprétation des résultats:**

L'analyse des caractéristiques dynamiques de la structure initiale nous permet de dire ce qui suit :

1. La période fondamentale de la structure $T_y=0.96\text{sec}$. Ce qui explique que la structure est trop souple.

2. le premier mode($T_Y = 0.96$ sec) est un mode de translation selon l'axe X avec mobilisation de la masse modale $U_x = 70.31\%$.
3. le deuxième mode ($T_X = 0.88$ sec) est un mode de torsion.
4. Le troisième mode($T_Y = 0.78$ sec) est un mode de torsion
5. Il faut 9 modes pour mobiliser plus de 90% de la masse pour les deux directions X et Y (U_x et $U_y \geq 90\%$).

Conclusion :

La période dynamique dépasse largement la valeur de 30% de la période empirique: $T_{\text{dyn}} < 1,3 T_{\text{stat}}$, Donc on doit disposer des voiles pour réduire la période et rendre la structure moins souple.

Pour cette raison, on étudie la structure initiale avec voiles

V.4.1 Modélisation de la structure initiale (variante 1) :

- **Système de contreventement initial se présente comme suit :**
 - 05 voiles (sens-y) de 16 cm.
 - 03 voiles (sens-x) de 16cm.
 - Escalier modélisé.

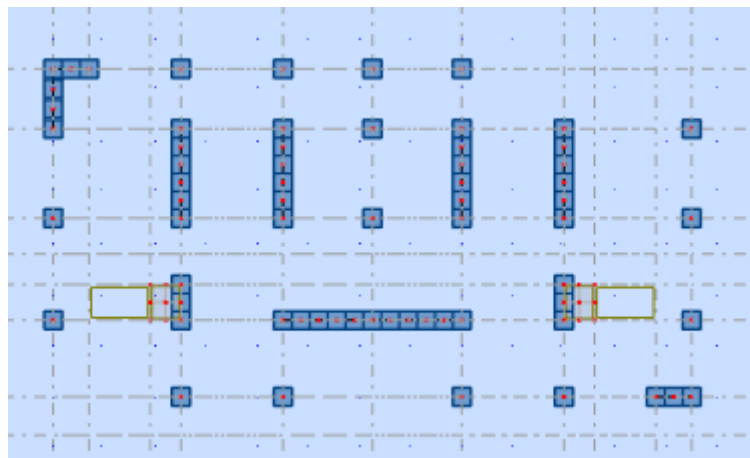


Figure V.4. Vue en plan et en élévation de la 1^{ère} proposition.

➤ Périodes et coefficients de participation modaux :

| Mode | Période | UX | UY | ΣUX | ΣUY |
|------|---------|-------|-------|-------------|-------------|
| 1 | 0,67 | 19,51 | 24,28 | 19,51 | 24,28 |
| 2 | 0,56 | 53,98 | 59,89 | 34,46 | 35,61 |
| 3 | 0,46 | 72,56 | 69,93 | 18,59 | 10,04 |
| 4 | 0,19 | 78,00 | 73,54 | 5,43 | 3,61 |
| 5 | 0,15 | 85,68 | 82,75 | 7,68 | 9,21 |
| 6 | 0,12 | 88,74 | 87,14 | 3,06 | 4,39 |
| 7 | 0,09 | 90,96 | 88,17 | 2,21 | 1,04 |
| 8 | 0,07 | 93,43 | 91,21 | 2,47 | 3,03 |
| 9 | 0,06 | 94,82 | 91,97 | 1,39 | 0,77 |
| 10 | 0,06 | 95,19 | 93,80 | 0,37 | 1,83 |

Tableaux V.4. Périodes et coefficients de participation modaux.

➤ Interprétations des résultats :

L'analyse des caractéristiques dynamiques de la structure initiale nous permet de dire ce qui suit.

1. La période fondamentale de la structure $T_y = 0.67$ sec.
2. le premier mode ($T_y = 0.67$) sec est un mode de torsion
3. le deuxième mode ($T_y = 0.56$ sec) est un mode de torsion.
4. Le troisième mode ($T = 0.46$ sec) un mode de torsion
5. Il faut 8 modes pour mobiliser plus de 90% de la masse pour les deux directions X et Y (U_x et $U_y \geq 90\%$).
6. La présence des voiles centrales près du centre de torsion, provoque un blocage des déplacements dans la direction Y ce qui manifeste l'apparition de la torsion dans la direction considérée.

Conclusion :

Pour parer de la torsion apparue dans la structure, Ont changé la disposition du voile et augmenté la section de poteau.

V.4 2. Deuxième proposition :

La structure est présentée dans la figure suivante:

- 02 voiles (sens-y) de 16 cm.
- 02 voiles (sens-x) de 16 cm.
- poteau 45*55
- Escalier modélisés.

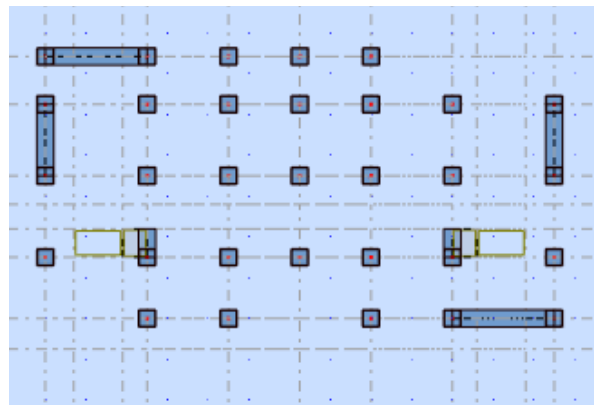


Figure V.5. Vue en plan et en élévation de la 2^{ème} proposition.

➤ Périodes et coefficients de participation modaux :

| Mode | Période | UX | UY | ΣUX | ΣUY |
|------|---------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 0,70 | 0,18 | 68,78 | 0,18 | 68,78 |
| 2 | 0,56 | 69,56 | 0,44 | 69,75 | 69,21 |
| 3 | 0,45 | 1,29 | 2,91 | 71,04 | 72,12 |
| 4 | 0,19 | 0,02 | 15,23 | 71,06 | 87,35 |
| 5 | 0,15 | 16,81 | 0,04 | 87,87 | 87,38 |
| 6 | 0,12 | 0,29 | 0,30 | 88,15 | 87,68 |
| 7 | 0,09 | 0,00 | 5,85 | 88,16 | 93,53 |
| 8 | 0,07 | 5,82 | 0,01 | 93,98 | 93,54 |
| 9 | 0,06 | 0,00 | 2,83 | 93,98 | 96,37 |
| 10 | 0,06 | 0,07 | 0,02 | 94,06 | 96,39 |

Tableaux V.5. Périodes et coefficients de participation modaux.

➤ Interprétations des résultats :

1. La période fondamentale $T_x = 1.17$ sec. Vérification de la période : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.4.4].

$T_{dyn} = 1.17s > T = T_{omp} \times 30\% = 1.057 \text{sec} \dots \dots \dots$ **condition non vérifiée.**

2. Le premier mode ($T_x = 1.17 \text{sec}$) c'est un mode de translation dans le sens X, avec $U_x = 68.19\%$.
3. Le deuxième mode ($T_y = 0.94 \text{sec}$) c'est un mode de translation dans le sens Y avec $U_y = 67.76\%$.
4. Le troisième mode ($T = 0.90 \text{sec}$) c'est un mode de torsion.
5. Il faut 8 modes pour mobiliser plus de 90% de la masse pour les deux directions X et Y (U_x et $U_y \geq 90\%$).

Conclusion :

La structure est légèrement souple $T_x = 1.17$ sec et cette période dépasse les 30% de la période empirique: $T_{dyn} > 1,3 T_{stat}$, donc on doit rajouter plus de voiles pour rigidifier la structure.

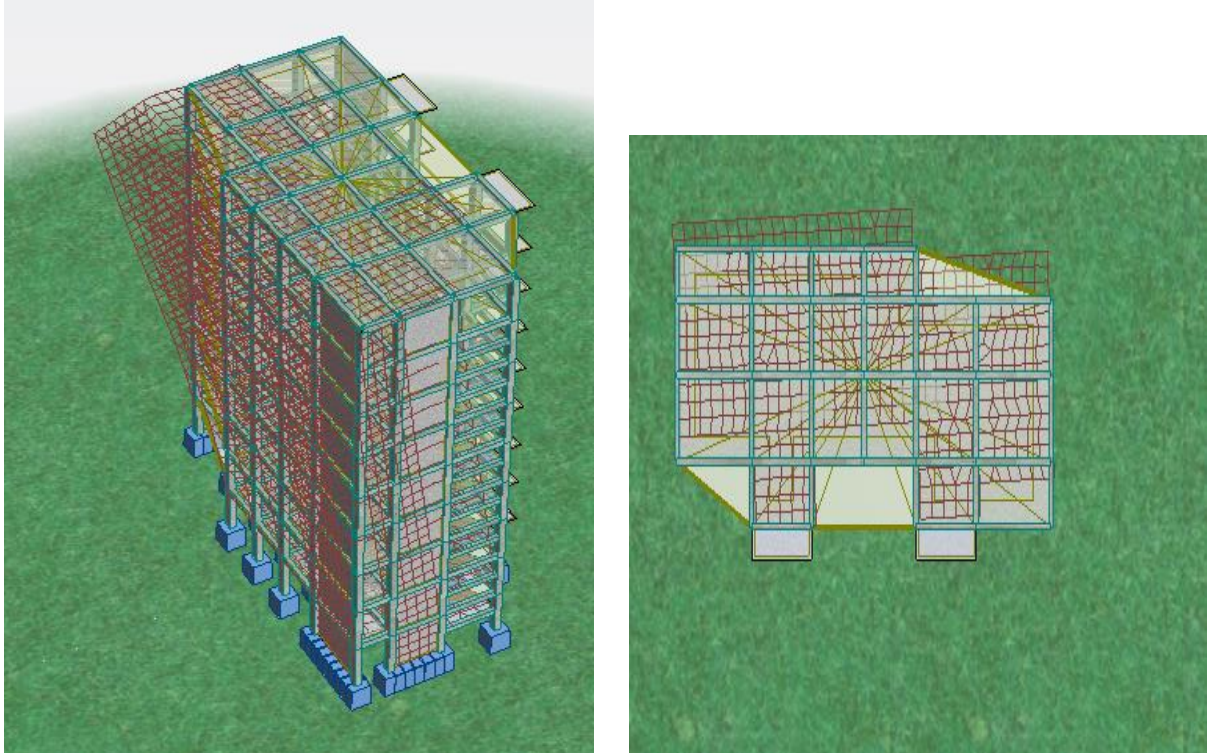


Figure V.6. Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan (deuxième variante).

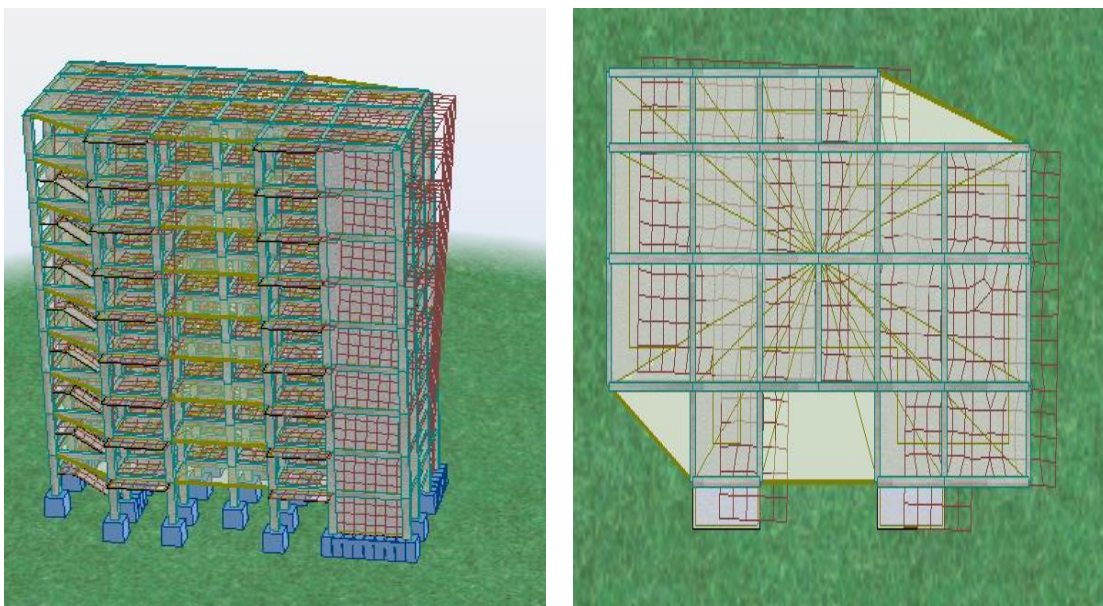


Figure V.7. Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (deuxième variante).

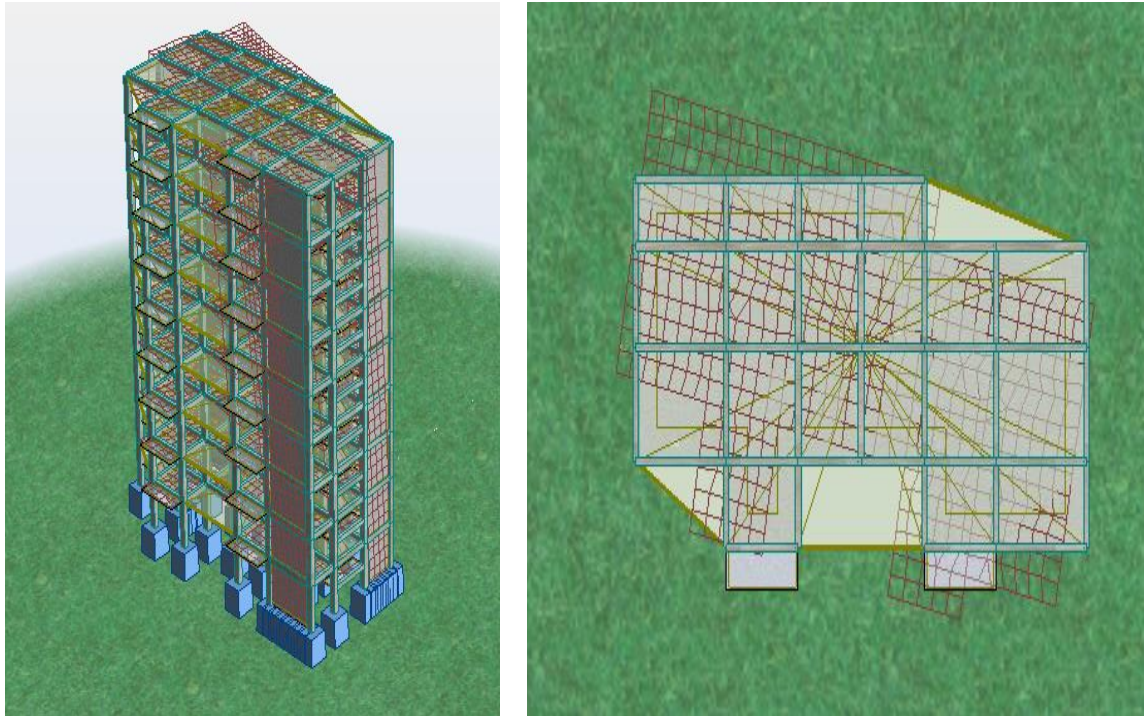


Figure V.8.Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan(deuxième variante).

V .5

❖ **Vérifications de l'interaction Portiques-Voiles: selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) p 19**

L'effort tranchant au niveau e l'étage K est donné par la formule :

$$K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

| FX [kN] | FX sur les poteaux [kN] | FY [kN] | FY sur les poteaux [kN] | FZ[kN] | FZ sur les voiles [kN] |
|---------|-------------------------|---------|-------------------------|-----------|------------------------|
| 3920.37 | 1489.36 | 3386.22 | 1352.19 | -37374.21 | -6382.14 |

TableauV.6 l'effortsreduits sur les poteaux et les voiles

- **Justification selon RPA 99-v2003 (Art : 3.4.4a)**
 - ✓ Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Dues aux charges verticales (.de logiciel ROBOT).

$$\frac{F_z\text{Voile}}{F_z\text{Totale}} = \frac{-6382.14}{-37374.21} = 0.17 < 20\% \quad \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

✓ Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

$$\frac{F_x \text{Poteau}}{F_x \text{Totale}} = \frac{1489.36}{3920.37} = 37.99\% > 25\% \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

$$\frac{F_y \text{Poteau}}{F_y \text{Totale}} = \frac{1352.19}{3386.22} = 39.93\% > 25\% \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

Les conditions de l'interaction portique-voile est vérifiés donc la structure est **Mixte** et le facteur de comportement est égal à 5.

V.5. Vérification des conceptions de RPA 99V2003

V.5.1.Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente

❖ Résultante des forces sismiques à la base V_t

Cette dernière est obtenue par la combinaison des valeurs modales et elle ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V , soit : $V_t > 0.8 V$ Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont Comme suit :

- Effort sismique dans le sens X..... $V_t = V_x = 392.037t$
- Effort sismique dans le sens Y..... $V_t = V_y = 338.622 t.$

V.5.1 Calcul Des Actions Sismiques (Selon Méthode Statique Equivalente) :R.P.A.99/V2003

(article : 4-2-3) (page : 44 ,45)

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

_ V : Effort tranchant a la base.

_ A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone Sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

| Groupe | Zone | | | |
|--------|------|------|------|------|
| | I | II a | II b | III |
| 1A | 0.15 | 0.25 | 0.30 | 0.40 |
| 1B | 0.12 | 0.20 | 0.25 | 0.30 |
| 2 | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.25 |
| 3 | 0.07 | 0.10 | 0.14 | 0.18 |

TableauV.7: Coefficient d'accélération de zone A.

Zone III, Groupe 2 $\Rightarrow A = 0.25$

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du Facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la Structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

_ **T2** : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7**.

_ **\eta** : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\left[\left(\frac{7}{2} \right) + \xi \right]} \geq 0.7$$

(Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ : Est donner par le tableau 4.2 de RPA99-vr2003 (p=46)

| Remplissage | Portique | | Voile-murs |
|-------------|------------|-------|------------------------|
| | Béton Armé | Acier | Béton Armé /maçonnerie |
| Léger | 6 | 4 | 10 |
| Dense | 7 | 5 | |

Tableau V.8 : Valeurs de ξ (%)

$$\xi = 7 \% \text{ Donc } \eta \Rightarrow \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7 \quad \eta = \mathbf{0.88} \quad \longrightarrow$$

L'analyse dynamique de nous structure a permis d'obtenir les résultats suivants :

- La période fondamentale $T_y(\text{dyn}) = 0.70 \text{ s}$
- La période fondamentale $T_x(\text{dyn}) = 0.56 \text{ s}$
- **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les **formules 4-6 et 4-7** du **RPA99, version2003**

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux derniers niveaux (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **tableau (4,6)** du **RPA99, version2003 p31** $\rightarrow C_T = 0,050$

D : la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcul considérée

$$\text{Donc } T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

$$T = 0.05 \times (27.54)^{3/4} = 0.601 \text{ sec}$$

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 27.54}{\sqrt{25}} = 0.495 \text{ sec}$$

$$\Rightarrow T_x = \min(0.601; 0.508) = 0.495 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 27.54}{\sqrt{12.85}} = 0.69 \text{ sec}$$

$$\Rightarrow T_y = \min(0.601; 0.634) = 0.601 \text{ sec}$$

$$\frac{T_{\text{ex}}}{T_{x(\text{dyn})}} < 1.3 ; T_{\text{ex}} \times 1.3 = 0.495 \times 1.3 = 0.64 \text{ sec} > T_{x(\text{dyn})} = 0.56 \dots (\text{CV})$$

$$\frac{T_{\text{ey}}}{T_{y(\text{dyn})}} < 1.3 ; T_{\text{ey}} \times 1.3 = 0.601 \times 1.3 = 0.781 \text{ sec} > T_{y(\text{dyn})} = 0.70 \dots (\text{CV})$$

➤ **D'après l'article (4.2.4) de RPA99/version2003 :**

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux Valeurs, d'où :

- Sens longitudinale : $T_x = 0.56 \text{ s}$ ($T_2 \leq T_x \leq 3.0 \text{ s}$)
- Sens transversale : $T_y = 0.70 \text{ s}$ ($T_2 \leq T_y \leq 3.0 \text{ s}$)

➤ l'article (4.2.4) de RPA99/version2003 :

$$T_1=0.40 \quad ; \quad T_2=0.15$$

Alors la facture d'amplification dynamique moyenne :

$$D = 2.5 \times \eta \times (T_2/T)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5 \times 0.88 \times (0.4/0.56)^{2/3} \quad \Rightarrow \quad D_x = 1.757$$

$$D_y = 2.5 \times 0.88 \times (0.4/0.70)^{2/3} \quad \Rightarrow \quad D_y = 1.51$$

_ **Q** : Facture de Qualité :

Sa valeur et déterminer par la formule : $Q = 1 + \Sigma P_q$

On trouve : **Q=1.2** ————— **Tableau IV.1**

_ **R** : coefficient de comportement global de la structure. Donnée par le tableau 4.3 RPA99
Structure mixte (Portique et voile) =====>**R= 5.**

_ **W** : poids de la structure qui est égal à la somme des poids **W_i** calculés à chaque niveau (i) par la formule: $W = W_i$ avec $W_i = W_{G_i} + \beta W_{Q_i}$

- **_W_{G_i}** : Poids dû aux charges permanentes
- **_W_{Q_i}** : La charge d'exploitation
- **_β** : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA99-v2003)
- Pour un bâtiment a usage d'habitation (β= 0.20).

Le poids de chaque Niveau de la bâtiments et donnée par la logiciel ROBOT

| Calcul Automatique | |
|---------------------------|-------------------|
| ROBOT | |
| Etage | Masse [kg] |
| RDC | 384271.91 |
| 1 | 384271.91 |
| 2 | 384271.91 |
| 3 | 384271.91 |
| 4 | 384271.91 |
| 5 | 384271.91 |
| 6 | 384271.91 |
| 7 | 384271.91 |
| 8 | 388388.32 |
| Totale | 3462563.6 |

Tableau V.9 : Le poids total de la structure.

Donc : $W = 3462.56t$

Alors : $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

Tableau récapitulatif :

| Sens | A | R | D | Q | W (t) | V Statique(t) |
|--------------------------|------|---|-------|------|---------|---------------|
| Longitudinal (XX) | 0.25 | 5 | 1.757 | 1.25 | 3462.56 | 380.23 |
| Transversal (YY) | 0.25 | 5 | 1.51 | 1.25 | 3462.56 | 326.78 |

Tableau V.10 Tableau récapitulatif de force sismique statique

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Effort sismique dans le sens X, } V_{X_{dyn}} = 392.037 \text{ t.} \\ \text{Effort sismique dans le sens Y, } V_{Y_{dyn}} = 338.622 \text{ t.} \end{array} \right.$

$$\frac{V_{dyn}}{V_{Stat}} > 0.8$$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens longitudinal: } \frac{V_{dyn}}{V_{stat}} = \frac{392.037}{380.23} = 1.03 > 0.8 \longrightarrow \text{Condition Vérifier.} \\ \text{Sens transversal : } \frac{V_{dyn}}{V_{stat}} = \frac{338.622}{326.78} = 1.03 > 0.8 \longrightarrow \text{Condition Vérifier.} \end{array} \right.$

1. Distribution de la résulté de forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques a’ la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (art.4.2.5.RPA99_V2003)

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } T > 0.7 \text{ sec} \quad F_t = 0.07 \times T \times V \\ \text{Si } T \leq 0.7 \text{ sec} \quad F_t = 0 \end{array} \right.$$

F_i : Les forces sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivant :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum(W_j \times h_j)}$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i.

h_i : Niveau du plancher ou s’exerce la force i.

h_j : Niveau du plancher quelconque i.

W_i, W_j : Poids revenant

$V_x = 511.224 \text{ KN}$

$F_t = 0.07 \times 0.601 \times 5 = 0.210$

Sens longitudinal:

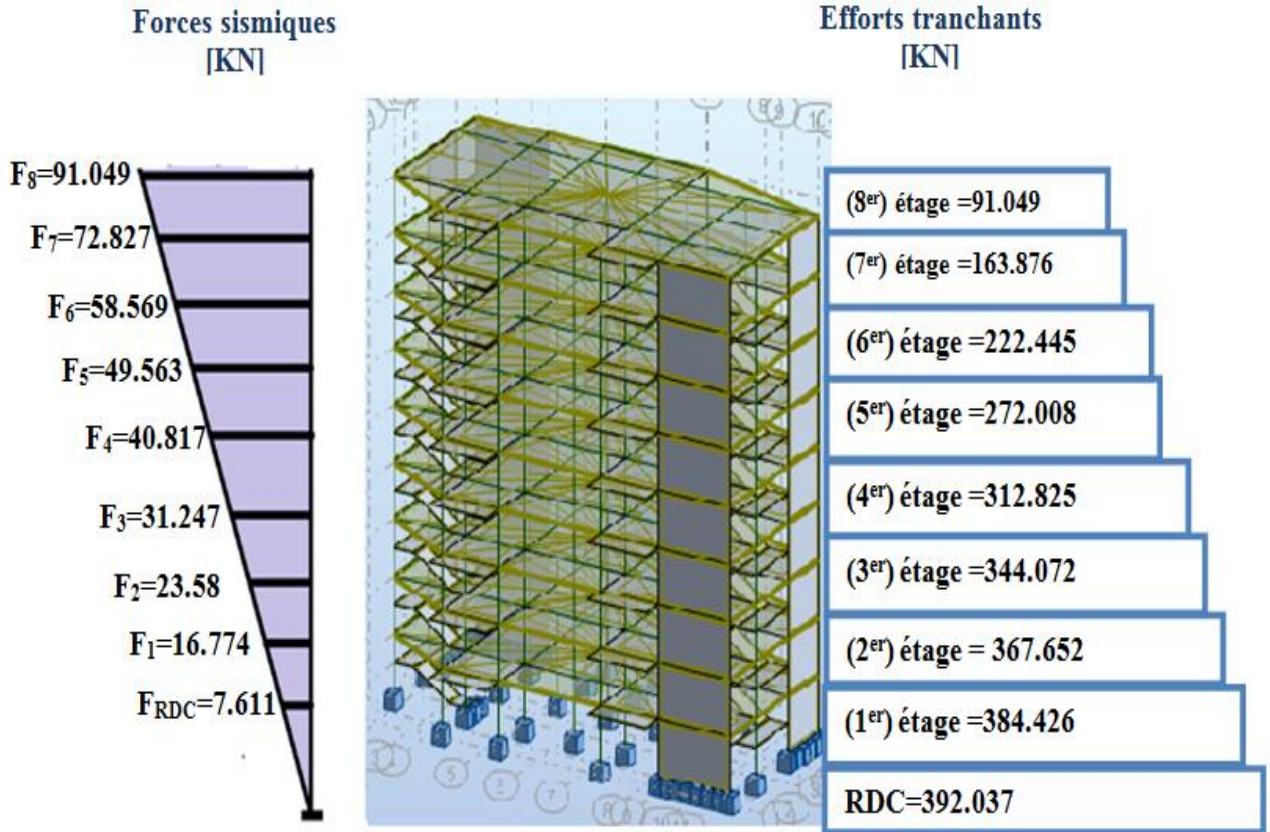


Figure V.1.7. Distribution des efforts tranchants et des forces sismiques (X-X) au niveau de chaque étage

Sens transversal :

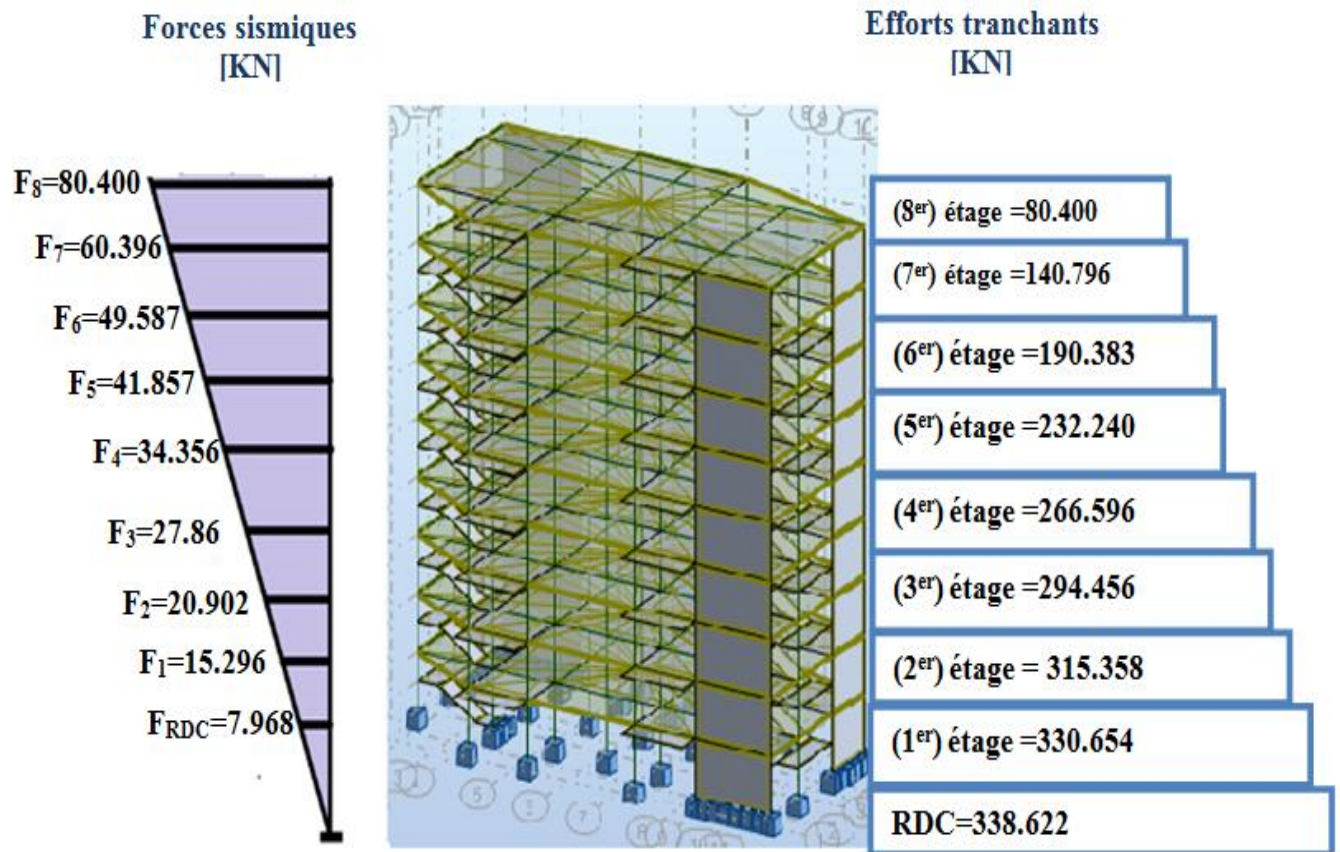


Figure V.1.8. Distribution des efforts tranchants et des forces sismiques (Y-Y) au niveau de chaque étage.

V.5.2 Vérification des déplacement :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k : \quad \delta_k = R \cdot \delta_{ck}$$

Déplacement Horizontal

a chaque niveau < k > de la structure.

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique F_i .

R : coefficient de comportement (R= 5).

Δ_k : Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

L'article 5.10 du RPA99/version2003 :

Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que : $\Delta_k \leq 0.01 \times h_e$.

Avec : **he**: étant la hauteur de l'étage considéré.

$$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$$

Δ_{adm} :Diplacement admissible(égale à (1%he= 0,01 he).

- Sens Longitudinal:

| Etage | δ_{ekx} [cm] | $\delta_K = dr Ux$ [cm] | $\Delta_{adm} = 1\% he$ [cm] | $\delta_K < \Delta_{adm}$ |
|-------|------------------------|----------------------------|------------------------------|---------------------------|
| RDC | 0,4 | 0.4 | 3.06 | cv |
| 1 | ,12 | 0.08 | 3.06 | cv |
| 2 | ,22 | 1 | 3.06 | cv |
| 3 | ,33 | 1.1 | 3.06 | cv |
| 4 | ,44 | 1.1 | 3.06 | cv |
| 5 | 5.6 | 1.2 | 3.06 | cv |
| 6 | 6.7 | 1.1 | 3.06 | cv |
| 7 | 7.8 | 1.1 | 3.06 | cv |
| 8 | 8.8 | 1 | 3.06 | cv |

Tableau V.11 : Les Déplacements Du aux Force Sismiques Au sens Longitudinal (XX).

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{RDC :} \\ \text{Etage courant :} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \Delta_{adm} = 0.01 \times 3.06 = 0.0306\text{m} = 3.06 \text{ cm} \\ \Delta_{adm} = 0.01 \times 3.06 = 0.0306\text{m} = 3.06 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• Sens Transversal:

| Etage | δ_{ky} [cm] | $\delta_K = dr Uy$ [cm] | $\Delta_{adm} =$ 1% h_e [cm] | $\delta_K < \Delta_{adm}$ |
|-------|-----------------------|----------------------------|-----------------------------------|---------------------------|
| RDC | 0.6 | 0.6 | 3.06 | CV |
| 1 | 1.6 | 1.3 | 3.06 | CV |
| 2 | 2.9 | 1.3 | 3.06 | CV |
| 3 | 4.4 | 1.5 | 3.06 | CV |
| 4 | 5.9 | 1.5 | 3.06 | CV |
| 5 | 7.4 | 1.5 | 3.06 | CV |
| 6 | 8.7 | 1.3 | 3.06 | CV |
| 7 | 10.0 | 1.3 | 3.06 | CV |
| 8 | 11.2 | 1.2 | 3.06 | CV |

Tableau V.12: Les Déplacements Du aux Force Sismiques au sens Transversal (YY).

Donc : Les Dépassements Relatifs inter-étages sont Vérifiés et par conséquent le critère de justification de la Sécurité de (Article : 5.10) (Page : 63) du RPA99-v2003 et **Vérifier**.

v.5.3Vérification VIS-A-VIS De L'effet P-Δ :

RPA99-v2003 (Art:5.9) (Page : 63).

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{Pk \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

– **P_k**: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k.

– **Δ_k**: Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

h_k : Hauteur de l'étage k

• Sens Longitudinal :

| Etage | W [t] | Pk[t] | Δ_k [m] | V_X [t] | h_k [m] | Θ | ≤ 0.1 |
|-------|-------|--------|----------------|-----------|-----------|----------|------------|
| 8 | 388.4 | 388.4 | 0.01 | 91.049 | 3,06 | 0.01394 | C.V |
| 7 | 384.3 | 772.7 | 0.011 | 163.876 | 3,06 | 0.01695 | C.V |
| 6 | 384.3 | 1157 | 0.011 | 222.445 | 3,06 | 0.0187 | C.V |
| 5 | 384.3 | 1541.3 | 0.012 | 272.008 | 3,06 | 0.0222 | C.V |
| 4 | 384.3 | 1925.6 | 0.011 | 312.825 | 3,06 | 0.0221 | C.V |
| 3 | 384.3 | 2309.9 | 0.011 | 344.072 | 3,06 | 0.02413 | C.V |
| 2 | 384.3 | 2694.2 | 0.01 | 367.652 | 3,06 | 0.02394 | C.V |
| 1 | 384.3 | 3078.5 | 0.01 | 384.426 | 3,06 | 0.0262 | C.V |
| RDC | 384.3 | 3462.8 | 0.004 | 392.037 | 3,06 | 0.01155 | C.V |

Tableau V.13: Vérification a L'effet (P- Δ) < Sens Longitudinal >.

- **Sens Transversal :**

| Etage | W [t] | Pk[t] | Δ_k [m] | V_y [t] | h_k [m] | Θ | ≤ 0.1 |
|------------|-------|--------|----------------|-----------|-----------|----------|------------|
| 8 | 388.4 | 388.4 | 0.006 | 80.400 | 3,06 | 0.00947 | C.V |
| 7 | 384.3 | 772.7 | 0.013 | 140.796 | 3,06 | 0.02331 | C.V |
| 6 | 384.3 | 1157 | 0.013 | 190.383 | 3,06 | 0.0258 | C.V |
| 5 | 384.3 | 1541.3 | 0.015 | 232.240 | 3,06 | 0.03253 | C.V |
| 4 | 384.3 | 1925.6 | 0.015 | 266.596 | 3,06 | 0.03541 | C.V |
| 3 | 384.3 | 2309.9 | 0.015 | 294.456 | 3,06 | 0.03845 | C.V |
| 2 | 384.3 | 2694.2 | 0.013 | 315.358 | 3,06 | 0.0363 | C.V |
| 1 | 384.3 | 3078.5 | 0.013 | 330.654 | 3,06 | 0.03955 | C.V |
| RDC | 384.3 | 3462.8 | 0.012 | 338.622 | 3,06 | 0.04010 | C.V |

Tableau V.14: Vérification a L'effet (P- Δ) <Sens Transversal>.

Alors : $\Theta_k \leq 0.1$

Donc : L'effet (P- Δ) est négligeable pour les deux directions.

V.5.4Vérification au Renversement:

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante : $\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$

- **Ms** : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L/2$$

— **W** : le poids total de la structure.

— **L** : Dimension de la structure (Largeur Ou Longueur). L=12.85m.

- **Mr** : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

- **Sens Longitudinal :**

$$M_s = W \times L/2 = 3462.56 \times 25/2 = 43282 \text{ t.m.}$$

| Etage | F _i | h _i [m] | F _i × h _i |
|---|----------------|--------------------|---------------------------------|
| RDC | 7.611 | 3,06 | 23.289 |
| 1 | 16.774 | 6,12 | 102.656 |
| 2 | 23.58 | 9,18 | 216.464 |
| 3 | 31.247 | 12,24 | 382.463 |
| 4 | 40.817 | 15,3 | 624.500 |
| 5 | 49.563 | 18,36 | 909.976 |
| 6 | 58.569 | 21,42 | 1254.55 |
| 7 | 72.827 | 24,48 | 1782.805 |
| 8 | 91.049 | 27,54 | 2507.5 |
| M_{rx}=∑ F_i × h_i = | | | 7804.2 |

Tableau V.15: Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens XX.

Vérifications : $\frac{M_s}{M_r} = \frac{43282}{7804.2} = 5.54 \geq 1.5 \dots \dots \dots$ Condition Vérifier.

• **Sens Transversal:**

$$M_s = W \times L/2 = 3462.56 \times 12.85/2 = 222246.948 \text{ t. m.}$$

| Etage | F _i | h _i [m] | F _i × h _i |
|---|----------------|--------------------|---------------------------------|
| RDC | 7.968 | 3,06 | 24.382 |
| 1 | 15.296 | 6,12 | 93.611 |
| 2 | 20.902 | 9,18 | 191.880 |
| 3 | 27.86 | 12,24 | 341.006 |
| 4 | 34.356 | 15,3 | 525.646 |
| 5 | 41.857 | 18,36 | 768.494 |
| 6 | 49.587 | 21,42 | 1062.153 |
| 7 | 60.396 | 24,48 | 1478.494 |
| 8 | 80.400 | 27,54 | 2214.216 |
| M_{ry} = ∑ F_i × h_i = | | | 6699.882 |

Tableau V.16 : Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens YY.

Vérifications : $\frac{Ms}{Mr} = \frac{22246.948}{6699.882} = 3.32 \geq 1.5 \dots \dots \dots$ **Condition Vérifier.**

-DONC :La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

V.5.5 Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure:

Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités.

du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (Acrotère, Balcon, plancher, poteaux, poutres, voiles, ...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad \text{Et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

- M_i : la masse de l'élément i.
- X_i, Y_i : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global

9.2. Centre de gravité des rigidités:

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après Avec :

$$e_{cj} = \frac{\sum I_{iy} X_j}{\sum I_{iy}} \quad ; \quad e_{cj} = \frac{\sum I_{ix} Y_j}{\sum I_{ix}}$$

- I_{iy}: Inertie de l'élément i dans le sens y.
- X_i : Abscisse de l'élément I_{iy}.
- I_{ix}: Inertie de l'élément i dans le sens x.
- Y_i : Ordonnée de l'élément I_{ix}.

. L'excentricité:

L'excentricité est la distance entre le **Centre de Gravité des Masses** et le **Centre de Torsion**, donnée par les formules suivant :

$$e_x = X_{cm} - X_{cr}$$

$$e_y = Y_{cm} - Y_{cr}$$

V.5.5.1 L'excentricité Théorique:

$$e_y = |y_{cm} - y_{ct}|$$

$$e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$

e_x : Excentricité théorique suivent x.

e_y : Excentricité théorique suivent y.

V.5.5.2. L'excentricité Accidentelle:RPA99-v2003 (Art : 4.3.7) (Page59).

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L'étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Donc:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens-X : } e_{Acc} = 0.05 \times L_x = 0.05 \times 23.80 \Rightarrow e_{Acc} = 1.19 \approx 1.20 \text{ m} \\ \text{Sens-Y : } e_{Acc} = 0.05 \times L_y = 0.05 \times 15.30 \Rightarrow e_{Acc} = 0.765 \text{ m.} \end{array} \right.$$

Toutes ces caractéristiques géométriques et massique sont calculer par **logiciel ROBOT** et nous avons résumé dans les tableaux suivant : **RPA99-v2003** (Art : 4.3.7) (Page : 59).

- Le tableau ci-après résumé les résultats des différents Centre de Gravité, de Rigidité et L'excentricité théorique :

| Etage | MASSE(kg) | ex ₀ (m) | ey ₀ (m) | ex ₂ (m) | ey ₂ (m) |
|---------|-----------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| Etage 1 | 384271,91 | 0,09 | 0,00 | 1,25 | 0,72 |
| Etage 2 | 384271,91 | 0,09 | 0,00 | 1,25 | 0,72 |
| Etage 3 | 384271,91 | 0,09 | 0,00 | 1,25 | 0,72 |
| Etage 4 | 384271,91 | 0,09 | 0,00 | 1,25 | 0,72 |
| Etage 5 | 384271,91 | 0,09 | 0,00 | 1,25 | 0,72 |
| Etage 6 | 384271,91 | 0,09 | 0,00 | 1,25 | 0,72 |
| Etage 7 | 384271,91 | 0,09 | 0,00 | 1,25 | 0,72 |
| Etage 8 | 384271,91 | 0,09 | 0,00 | 1,25 | 0,72 |
| Etage 9 | 388388,32 | 0,06 | 0,03 | 1,25 | 0,72 |

Tableau V.17: Caractéristiques Massique de la Structure.

- Le tableau ci-après résumé les Valeur de L'excentricité Accidentelle de chaque niveau de la Structure :










| Etage | Nom | Liste | Couleur | Lx [m] | Ly [m] | ex1 [m] | ey1 [m] |
|-------|---------|---------------|---|--------|--------|---------|---------|
| 1 | Etage 1 | 1A33 40 48A69 |  | 25,00 | 14,35 | 1,25 | 0,72 |
| 2 | Etage 2 | 237A319 321A3 |  | 25,00 | 14,35 | 1,25 | 0,72 |
| 3 | Etage 3 | 332A414 416A4 |  | 25,00 | 14,35 | 1,25 | 0,72 |
| 4 | Etage 4 | 427A509 511A5 |  | 25,00 | 14,35 | 1,25 | 0,72 |
| 5 | Etage 5 | 522A604 606A6 |  | 25,00 | 14,35 | 1,25 | 0,72 |
| 6 | Etage 6 | 617A699 701A7 |  | 25,00 | 14,35 | 1,25 | 0,72 |
| 7 | Etage 7 | 712A794 796A8 |  | 25,00 | 14,35 | 1,25 | 0,72 |
| 8 | Etage 8 | 807A889 891A8 |  | 25,00 | 14,35 | 1,25 | 0,72 |
| 9 | Etage 9 | 141A171 173A2 |  | 25,00 | 14,35 | 1,25 | 0,72 |

Tableau V.18: L'excentricité Accidentelle des Etages.

v. 6 Conclusion :

Après tous ces contrôles, nous pouvons dire que notre structure est une structure parasismique.

Les tableaux de l'annexe nous donnent les résultats adoptés par ROBOT 2018, ces résultats. Les différents contraintes des éléments principaux de la structure sont-elles utilisées pour Calculer les armatures de ces éléments qui viendront dans notre prochain chapitre (calcul Des éléments principaux).

**Etude des éléments
structuraux**

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux.

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 (ossature auto stable).

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (Robot Structural Analysis), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

VII.2.Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- **G** : Charges permanentes;
 - **Q** : Charges d'exploitations et
 - **E** : Efforts sismiques.
- ❖ Combinaisons prises en compte :
- **BAEL 91** : Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires;
 - $1.35G + 1.5Q \longrightarrow \text{E.L.U.}$
 - $G + Q \longrightarrow \text{E.L.S.}$
 - **RPA99 (version 2003)** : Combinaisons accidentelles;
 - $$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q + E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poteaux}$$
 - $$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q + E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poutres}$$
 - $$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q + E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Voiles}$$

| Situation | Béton | | | Acier (TYPE 1 FeE400) | | |
|--------------|------------|-----------------|------------------|-----------------------|----------|------------------|
| | γ_b | F_{c28} (MPa) | σ_b (MPa) | γ_s | Fe (MPa) | σ_s (MPa) |
| Durable | 1,5 | 30 | 17 | 1,15 | 400 | 348 |
| Accidentelle | 1,15 | 30 | 22.2 | 1 | 400 | 400 |

Tableau VII.1 : Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.

VII.3.Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant, qui sont dus à (G), (Q) et l'effort sismique (E), ainsi que des efforts tranchants.

Leur ferrailage longitudinal se fera en flexion composée avec une fissuration peu nuisible. Les armatures seront déterminées sous les couples de sollicitations suivants :

$$\begin{array}{ccc}
 \mathbf{1^{eme} cas} & \left\{ \begin{array}{l} N_{max} \\ M_{correspondant} \end{array} \right. & \mathbf{2^{eme} Cas} & \left\{ \begin{array}{l} N_{min} \\ M_{correspondant} \end{array} \right. & \mathbf{3^{eme} Cas} & \left\{ \begin{array}{l} M_{max} \\ N_{correspondant} \end{array} \right.
 \end{array}$$

Sachant que:

La combinaison (G + Q et 1.35G+1.5Q) donne un effort normal maximal et un moment correspondant (N_{max}, M_{corr}).

La combinaison (G + Q ± E) donne un moment maximal et un effort normal correspondant (M_{max}, N_{corr}).

→ Elle dimensionne le coffrage des sections de béton.

La combinaison (0.8G ±E) donne un effort normal minimum et un moment) correspondant (N_{min}, M_{corr}).

→ Elle dimensionne les sections d'acier (contrainte de traction maximale)

- **Vérification spécifique sous sollicitations normales :**

Le calcul de ferrailage doit être mené d'une vérification prescrite par le **RPA 2003**, dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. L'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0.30$$

Où:

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

$$v = \frac{1610.36 \times 10^3}{450 \times 550 \times 30} = 0.216 < 0.30 \text{ Condition Vérifiée.}$$

VII.3.1.Recommandations du RPA 2003 :

a) Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0,9\%$ de la section de béton (en zone III).
- $A_{max} = 3\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 50ϕ en zone III.
- La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 20cm (zone III).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (VII.1).

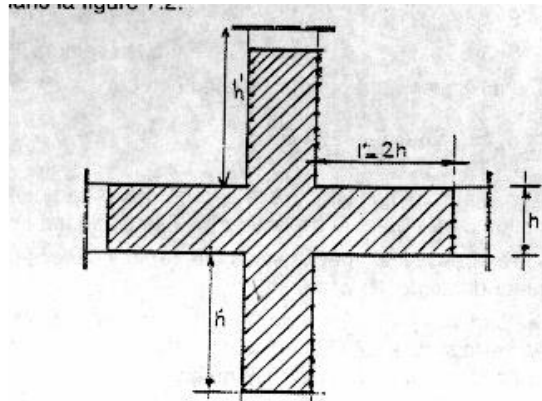


Figure VI.1 la zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/2003 Sont apportées dans le tableau suivant :

| Niveau | Section du poteau | A _{min} RPA (cm ²) | A _{max} RPA (cm ²) | |
|------------------------------|-------------------|---|---|----------------------|
| | | | Zone courante | Zone de recouvrement |
| RDC et 12étage + Sous-sol | 55×45 | 22.275 | 74.25 | 148.5 |

Tableau VI.2 : pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales.

b) Armatures transversales : selon RPA 2003 (Article 7.4.2.2) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{At}{S_t} = \frac{\rho_a V_U}{h \times f_e} \dots\dots\dots (A)$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h₁ : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

$$\begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \text{ (}\lambda_g \text{: l'élancement géométrique).} \\ 3,75 & \text{si } < 5. \end{cases}$$

Avec :

λ_g = lf/a ou λ_g = lf/b (a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans La direction de déformation considérée, et lf longueur de flambement du poteau).

t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (A) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- dans la zone nodale : $t \leq (10\text{cm})$ (en zones III).
- dans la zone courante : $t \leq \text{Min} (B/2; h/2; 10\phi_{L\text{min}})$ (en zones III).

ϕ_L : est le diamètre minimal longitudinal du poteau

- **La quantité d'armatures transversales minimale**

$\frac{A_t}{t \times b_1}$ en % est donnée comme suit :

Si :

- ✓ $\lambda_g \geq 5$: 0.3%
- ✓ $\lambda_g \leq 3$: 0.8%
- ✓ $3 < \lambda_g \leq 5$: interpoler entre les valeurs précédentes.

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

a et **b** : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $t \geq 10\phi$ minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\phi_{\text{cheminées}} > 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

VII.3.2. Les sollicitations dans les poteaux :

Les Résultats de sollicitations maximales des poteaux sont résumés dans le tableau qui suit :

| Niveau | Section | $N_{\text{max}} \rightarrow M_{\text{corr}}$ | $N_{\text{max}} \rightarrow M_{\text{corr}}$ | $N_{\text{min}} \rightarrow M_{\text{corr}}$ | $M_{\text{max}} \rightarrow N_{\text{corr}}$ |
|--------|---------|--|--|--|--|
|--------|---------|--|--|--|--|

| | | (ELU) | | (ELS) | | (0,8G+E) | | (G+Q+E) | |
|--------------------------------|-------|---------|---------|---------|---------|----------|---------|---------|---------|
| | | N(KN) | M(KN.m) | N(KN) | M(KN.m) | N(KN) | M(KN.m) | M(KN.m) | N(KN) |
| RDC et 12étage+ Sous-sol | 55×45 | 2206.73 | 11.06 | 1610.36 | 8.06 | 34,09 | 39,32 | 19 | 3567.54 |

Tableau VI.3 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.

VII.3.3.Ferrailage des poteaux :

a) Les armatures longitudinales :

➤ **1^{er} cas : la combinaison (1,35 G+1,5 Q)**

$N_{max} = 2206.73\text{KN}$; $M_{corr} = 11,09 \text{ KN.m}$

Selon l’article (A.4.4du BAEL91), on adoptera une excentricité totale de calcul :

$e = e_1 + e_2$

$e_1 = e_0 + e_a$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_2 : excentricité dus aux effets du second ordre.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{11.09}{2206.73} = 0.0050 \text{ m} = 0.5 \text{ cm}$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2; \frac{306}{250} = 1.36\right) = 2 \text{ cm}$$

$e_1 = e_0 + e_a = 0,5 + 2 = 2,5\text{cm}$

L : hauteur totale du Poteau.

L_f : longueur de flambement du poteau.

$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,141 \text{ m}$

Si $L_f / h < \max(15 ; 20 \times e_1 / h)$

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$3,23 < \max(15 ; 0,149) = 15 \dots\dots\dots$ Condition Vérifiée.

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d’une manière forfaitaire :

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = 13.48 < 50$$

Alors :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.656$$

\emptyset : Généralement égal à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \times \emptyset)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.141^2}{10^4 \times 0.55} \times (2 + 0.656 \times 2) = 0.00828 \text{ m} = 0.83 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.5 + 0.83 = 3.33 \text{ cm}$$

$$e = 3.33 \text{ cm} = 0.0333 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 2206.73 \times 0.0333 = 72.822 \text{ KN.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{MAX}} = 2206730 \text{ N} ; M_{\text{corrigé}} = 72822 \text{ N.m}$$

$$A = (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b = (0.337 \times 55 - 0.81 \times 4.5) \times 45 \times 55 \times 17$$

$$A = 626496.75 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 72822 + 2206730 \times (0.505 - 0.55/2) = 580369.9 \text{ N.m}$$

$$B = 2206730 \times (0.505 - 0.045) - 580369.9 = 434725.9 \text{ N.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{580369.9}{17 \times 45 \times 50.5^2} = 0.297 < \mu_1 = 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.297}) = 0.454$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha_u) = (1 - 0.4 \times 0.454) = 0.818$$

$$A^f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{580369.9}{348 \times 0.818 \times 50.5} = 40.37 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 40.37 - \frac{2206730}{100 \times 348} = -23.04 \text{ cm}^2$$

➤ 2^{ème} cas : la combinaison (G+Q+E_y)

$$M_{\max} = 148.95 \text{ KN.m} \quad ; \quad N_{\text{corr}} = 1878.05 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M_{\max}}{N_{\text{corr}}} = \frac{148.95}{1878.05} = 0.0793 \text{ m} = 7.93 \text{ cm}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2; \frac{306}{250} = 1.224\right) = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 7.39 + 2 = 9.39 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \times \emptyset)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.141^2}{10^4 \times 0.55} \times (2 + 0.656 \times 2) = 0.00828 \text{ m} = 0.83 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 9.39 + 0.83 = 10.76 \text{ cm}$$

$$e = 10.76 \text{ cm} = 0.1076 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{corr}} \times e = 1878.05 \times 0.1076 = 202.078 \text{ KN.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{corr}} = 1878050 \text{ N} ; M_{\text{corrigé}} = 202078 \text{ N.m}$$

Situation accidentelle :

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 22.2 \text{ MPa}$$

$$A = (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b = (0.337 \times 55 - 0.81 \times 4.5) \times 45 \times 55 \times 22.2$$

$$A = 818131.05 \text{ N.m}$$

$$B = N_{\text{corr}} (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_{\text{corrigé}} + N_{\text{corr}} \times (d - h/2) = 202078 + 1878050 \times (0.505 - 0.55/2) = 634029.5 \text{ N.m}$$

$$B = 1878050 \times (0.505 - 0.045) - 634029.5$$

$$B = 229873.5 \text{ N.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{634029.5}{22.2 \times 45 \times 50.5^2} = 0.248 < \mu_1 = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.248}\right) = 0.363$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha_u) = (1 - 0.4 \times 0,363) = 0.855$$

$$A^f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{634029.5}{400 \times 0.855 \times 50.5} = 36.71 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 36.71 - \frac{1878050}{100 \times 400} = -10.24 \text{ cm}^2$$

➤ **3^{ème} cas : la combinaison (0.8G+Ey)**

$$N_{\min} = 6.42 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{\text{corr}} = 10.06 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\min}} = \frac{10.06}{6.42} = 1.567 \text{ m} = 156.7 \text{ cm}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2; \frac{323}{250} = 1.292\right) = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 156.7 + 2 = 158.7 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \times \emptyset)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.141^2}{10^4 \times 0.55} \times (2 + 0.656 \times 2) = 0.00828 \text{ m} = 0.83 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 158.7 + 0.83 = 159.53 \text{ cm}$$

$$e = 159.53 \text{ cm} = 1.60 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\min} \times e = 6.42 \times 1.6 = 10.272 \text{ KN.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\min} = 6420 \text{ N} ; M_{\text{corrigé}} = 10272 \text{ N.m}$$

Situation accidentelle :

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 22.2 \text{ MPa}$$

$$A = (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b = (0.337 \times 55 - 0.81 \times 4.5) \times 45 \times 55 \times 22.2$$

$$A = 818131.05 \text{ N.m}$$

$$B = N_{\min} (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_{\text{cor}} + N_{\min} \times (d - h/2) = 10272 + 6420 \times (0,505 - 0,55/2) = 11748.6 \text{ N.m}$$

$$B = 6420 \times (0,505 - 0,045) - 11748.6$$

$$B = -8795.4 \text{ N.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{11748.6}{22.2 \times 45 \times 50.5^2} = 0.0046 < \mu_1 = 0.392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0046}) = 0.0058$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha_u) = (1 - 0.4 \times 0,0058) = 0.998$$

$$A^f = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{11748.6}{400 \times 0.998 \times 50.5} = 0.583 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 0.583 - \frac{6420}{100 \times 400} = 0.423 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des sections :**

D'après l'RPA2003, on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales :

$$A_{s \text{ min}} = 0,8\%(b \cdot h) \text{ (zone IIa).}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.008 \times 60 \times 70 = 33.6 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : BAEL91 (article A.4.2, 1)**

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

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 \times 45 \times 50.5 \times \frac{2.4}{400} = 3.14 \text{ cm}^2$$

| | A _{cal} (cm ²) | A _{min} BAEL (cm ²) | A _{RPA} (cm ²) | A _{adop} (cm ²) |
|---------|-------------------------------------|--|-------------------------------------|--|
| ELU | 0 | 3.14 | 22.27 | 8HA20 + 6HA14 =34.37 cm ² |
| G+Q±E | 0 | | | |
| 0.8G ±E | 0.423 | | | |

➤ **Vérification à L'ELS :**

- ✓ La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.
- ✓ La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_b = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPA}$
- ✓ La contrainte d'acier est limitée par : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$
- ✓ Les poteaux sont calculés en flexion composée avec :

$$N_{ser} = 1610.36 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = 8.06 \text{ KN.m.}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{8.06}{1610.36} = 0.0050 \text{ m} = 0.5 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{55}{6} = 9.17 \text{ cm}$$

$$e_0 = 0.42 < \frac{h}{6} = 9.17 \text{ cm}$$

Donc la section est entièrement comprimée et il faut vérifier que : $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

$$B_0 = b \times h + 15 \text{ (A)}$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right]$$

$$v_2 = h - v_1$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c)^2 + A_2 \times (v_2 - d)^2)$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$\sigma_0 = \frac{N}{B_0}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1$$

| B_0 (cm) | v_1 | v_2 | $I_{xx} \text{ cm}^2$ | K | σ_0 | σ_b |
|------------|-------|-------|-----------------------|-------|------------|------------|
| 2818.05 | 27.5 | 27.5 | 813355.61 | 0.015 | 5.00 | 5.41 |

Donc les armatures déterminées pour L'E.L. U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L. S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')]$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 + K(d - v_2)]$$

| σ_s^1 | σ_s^2 | σ_s | |
|--------------|--------------|------------|----|
| 80.29 | 69.71 | 201.63 | CV |

$$\sigma_s^1 = 80.29 \text{ MPa} \leq 201.63 \text{ MPa} \dots (\text{C.V})$$

$$\sigma_s^2 = 69.71 \text{ MPa} \leq 201.63 \text{ MPa} \dots (\text{C.V})$$

❖ **Armatures transversales :**

• **Vérification du poteau à l'effort tranchant :**

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max.

$$V_{\max} = 140.91 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{140.91 \times 10^3}{450 \times 505} = 0.62 \text{ MPa}$$

RPA 2003 (7.4.3.2) :

$$\overline{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

λ_g l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \min (l_f / a ; l_f / b) = \min (0.7 \times 3.06 / 0.45 ; 0.7 \times 3.06 / 0.55) = 3.89$$

$$\lambda_g < 5 \text{ si } \rho_d = 0.04$$

$$\overline{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 0.04 \times 30 = 1.2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.62 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{bu} = 1.2 \text{ MPa} \dots \dots \text{ la condition est vérifiée.}$$

$$\tau = 0.62 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ la condition est vérifiée.}$$

• **Calcul d'armature transversale :**

Selon (RPA2003 Article 7.4.2.2) les armatures transversales des poteaux sont calculées à

l'aide de la formule suivante :
$$\frac{At}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e = 235 \text{ MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g > 5.$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left(\frac{2.261}{0.55} \right); \lambda_g = (3.89) < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3,75$$

t : c'est l'espacement des armatures transversales

RPA2003 [Article.7.4.2.2]

- La zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm})$. en prend $t = 10 \text{ cm}$
- La zone courante : $S_t \leq 15 \phi_l$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale et $S_t = 15 \text{ cm}$ dans la zone courante.

✓ **En zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3,75 \times 140.91 \times 10^3 \times 100}{550 \times 400} = 2.40 \text{ cm}^2$$

✓ **En zone courant :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3,75 \times 140.91 \times 10^3 \times 150}{550 \times 400} = 3.60 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA10=3.93cm²

- **Vérification des cadres des armatures minimales :**

D'après RPA 2003 (Article 7.4.2.2)

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

✓ **Dans la zone nodale** $t=10$ cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

✓ **Dans la zone courant** : $t=15$ cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.05 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

BAEL91 (Article A.8.1,3)

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$ Condition Vérifiée

2/ leur espacement : $St \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$St \leq \min (30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 80 \text{ cm})$ Condition Vérifiée

| S poteau (cm ²) | A cal (cm ²) | Barres | A adapté (cm ²) |
|-----------------------------|--------------------------|-------------|-----------------------------|
| 45*55 | 22.27 | 6HA20+2HA16 | 22.87 |

❖ Présentation du ferrailage des poteaux:

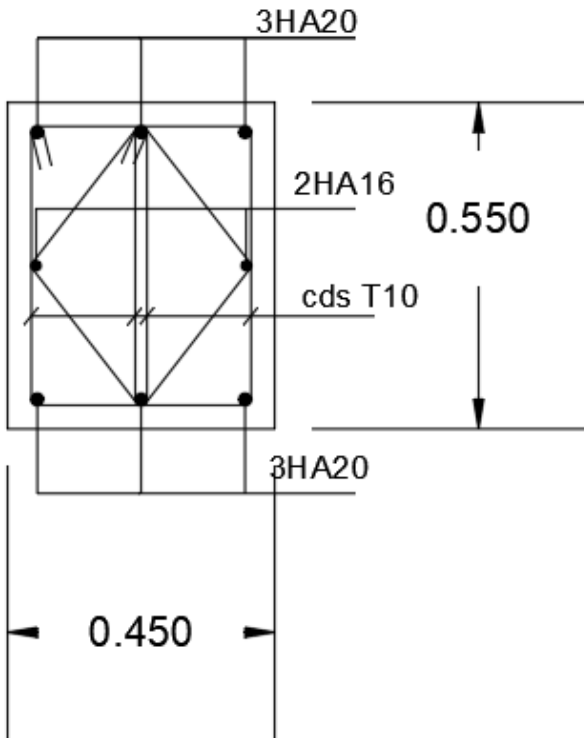


Figure VI.2. Ferrailage des poteaux.

VII.4. Etude des poutres :

VII.4.1. Introduction :

Les poutres sollicitées sont soumises à des moments de flexion, et des efforts tranchants, pour la simplification on ne tiendra pas compte des efforts normaux, les poutres seront alors étudiées en flexion simple.

D'après les annexes des combinaisons d'action, on prendra les moments max en travées et aux appuis. On calculera la section d'armatures à l'ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l'ELS.

VII.4.2. Combinaison de calcul :

Après la détermination des sollicitations M et T, on procède au ferrailage avec les combinaisons les plus défavorables à savoir

- Selon BAEL91 (La combinaison fondamentale) :

$$\text{ELU} : 1,35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

- Selon RPA 2003 (Combinaisons accidentelles) :

$$G + Q + E$$

$$0.8G \pm E$$

VII.4.3. Recommandation du L'RPA 2003:

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
4% en zone courante.
6 % en zone recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de : $40\varnothing$ en zone IIa.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° . Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées.
- Le ferrailage sera fait pour une situation accidentelle (le cas la plus défavorable).

- Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable transitoire, et en appui pour une situation accidentelle.

Les résultats sont tirés à partir de logiciel ROBOT 2018 sous les combinaisons d'action suivants :

| Combinaison | 1,35G+1,5Q | G+Q | | G+Q+Ey |
|-------------------|------------|-----------|-----------|-----------|
| | En travée | En travée | Sur appui | Sur appui |
| moments (KN.m) | | | | |
| poutre principale | 64.06 | 46.50 | 94.98 | 113 |
| poutre chainage | 56.56 | 34.64 | 52.9 | 95.65 |

VII.4.4. Calcul des ferrillages :

VII.4.4.1. L'enrobage :

$$C \geq C_0 + \frac{\emptyset}{2}$$

$C_0 = 1\text{cm}$ (fissuration peu préjudiciable). (BAEL91 Article.A.7.1)

$$\emptyset = \frac{h}{10}$$

Pour les poutres principales (30×45) :

$$C \geq C_0 + \frac{\emptyset}{2} = 1 + \frac{4.5}{2} = 3.25$$

Pour les poutres secondaires (30×40) :

$$C \geq C_0 + \frac{\emptyset}{2} = 1 + \frac{4}{2} = 3$$

Alors on prend

$C = 3.5\text{ cm}$ pour poutres principales.

$C = 3\text{ cm}$ pour poutres secondaires.

VII.4.4.2. Poutre principal :

1. Armatures Longitudinales :

$$b = 30\text{cm}, h = 45\text{ cm}, d = 41.5\text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$\bar{\sigma}_b = 17\text{ MPa}$ en situation durable ou transitoire.

$\bar{\sigma}_b = 22.2\text{ MPa}$ en situation accidentelle

$$\mu < \mu_l = 0,392 \longrightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] ; \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

En situation durable ou transitoire : $\sigma_s = 348\text{MPa}$.

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

➤ **En Travée (ELU) :**

| | M (KN.m) | μ | μ_l | α | β | A (cm ²) |
|---------------|----------|-------|---------|----------|---------|----------------------|
| Travée | 64.06 | 0.073 | 0,392 | 0.094 | 0.962 | 4.61 |

➤ **Sur Appuis (Accidentelle : G+Q+E) :**

| | M (KN.m) | μ | μ_l | α | β | A (cm ²) |
|---------------|----------|-------|---------|----------|---------|----------------------|
| Appuis | 113 | 0.098 | 0.392 | 0.129 | 0.948 | 7.02 |

2. Vérifications nécessaires pour les poutres :

- **Condition de non fragilité BAEL91 (Article A.4.2) :**

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} \geq 0,23 \times 30 \times 41,5 \times \frac{2,4}{400} = 1,72\text{cm}^2$$

- **Le pourcentage minimal d'armature (RPA 2003 Article B.6.4) :**

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,01 b \times h$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,001 \times 30 \times 45 = 1,35\text{cm}^2$$

- **Pourcentage d'acier exigé par le RPA 2003 :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre :

$$0,5\% \text{ en tout section : } A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

En zone courante :

$$4\% \times b.h = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$$

En zone de recouvrement.

$$6\% \times b.h = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

◆ **Tableau Récapitulatif :**

| | A_{cal} (cm ²) | A_{\min}^{BAEL} (cm ²) | A_{\min}^{RPa} (cm ²) | A_{\min}^{RPa} (cm ²) | A_{max} | A_{adopt} (cm ²) |
|---------------|---------------------------------|---|--|--|-----------|--------------------------------|
| Travée | 4.61 | 1.72 | 1.35 | 6.75 | 6.75 | 3HA12+3HA14= 8.01 |
| Appuis | 7.02 | 1.72 | 1.35 | 6.75 | 7.02 | 3HA12+3HA 14= 8.01 |

Tableau Récapitulatif

• **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est

$$\text{vérifier : } \alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

| | α | M_u (KN.m) | M_{ser} (KN.m) | γ | f_{c28} (MPa) | $\bar{\alpha}$ | Condition |
|-------------------|----------|--------------|------------------|--------------|-----------------|----------------|-----------------|
| en travée | 0.094 | 64.06 | 46.50 | 1.377 | 30 | 0.488 | vérifiée |
| sur appuis | 0.129 | 130.79 | 94.98 | 1.18 | 30 | 0.488 | vérifiée |

• **Vérification de la flèche :** BAEL91 (Article B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$M_{max}^t = 64.06 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.45}{5.20} = 0.0865 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{45}{520} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.0865 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d} \Rightarrow \frac{4.2}{400} = 0.0105 \geq \frac{8.01}{30 \times 41.5} = 0.00643 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

3. Armatures transversales :

- **Choix de ϕ_T :**

$$\phi_T \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_L, \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_T \leq \min\left(\frac{450}{35}, 12, \frac{300}{10}\right) = 12 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_T = 8 \text{ mm}$ de nuance FeE235

- **Espacement :**

- D'après BAEL 91 (Article A.5.1, 22):

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 37.35 \text{ cm.}$$

- D'après RPA 2003 (Article 7.5.2, 2) :

Dans la Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_L\right) = 11.25 \text{ cm}$$

Dans la Zone courante $S_t' \leq h / 2 = 20 \text{ cm}$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

On prend:

$$S_t \leq \min(S_{t \text{ BAEL}}, S_{t \text{ RPA}})$$

- Dans la Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante : $S_t = 20 \text{ cm}$

Avec : $L' = 2h = 90$ cm (longueur de la zone nodale).

- **La section de ferrailage transversal**

D'après BAEL 99 (Article A.5.1, 22):

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{20 \times 0,4 \times 30}{235} = 1,02 \text{ cm}^2$$

D'après RPA 2003 :

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,90 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,20 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale}$$

Donc on prend :

3HA8 avec $A_t = 1,51 \text{ cm}^2$ dans la zone nodale

4HA8 avec $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ en dehors de la zone nodale.

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

$$V_u^{\max} = 146,54 \text{ KN}$$

$$\overline{\tau}_u = 4 \text{ MPa pour la fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{146540}{300 \times 415} = 1,17 \text{ MPa} < 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

4. Présentation du ferrailage des poutres principales :

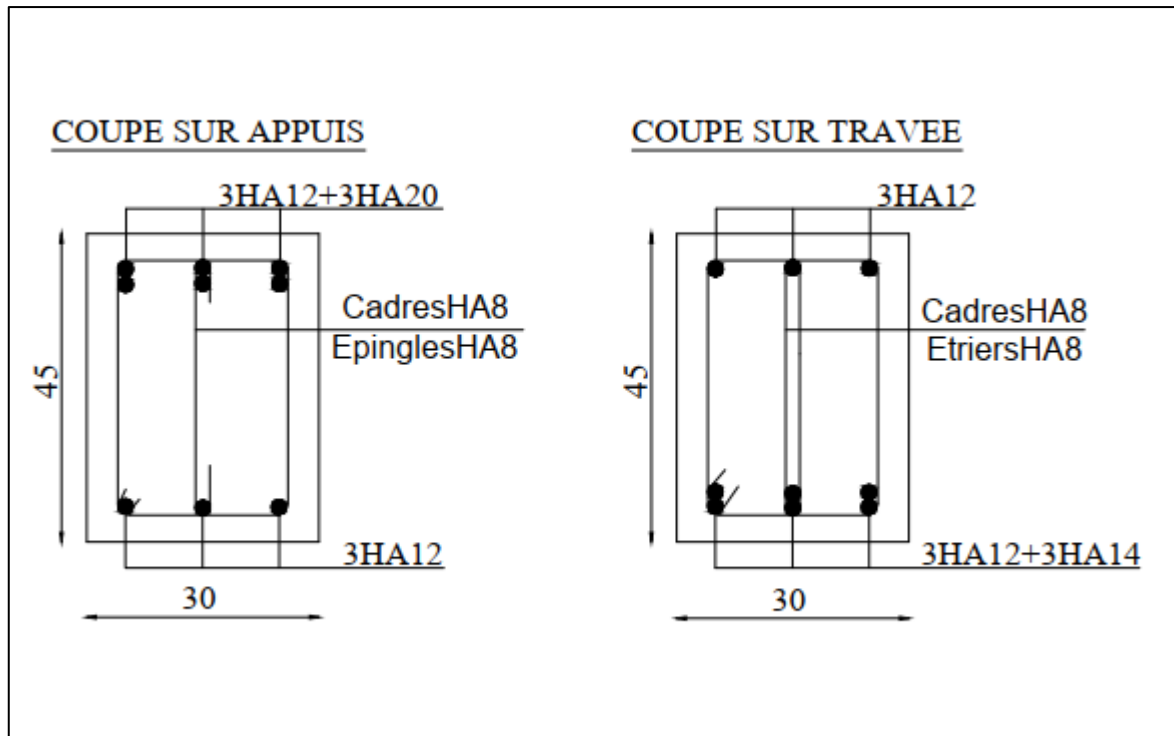


Figure VII.3. Ferrailage des poutres principales.

VII.4.4.3. Poutre secondaire :

1. Armatures Longitudinales :

$$b = 30\text{cm}, h = 40\text{ cm}, d = 37\text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$\bar{\sigma}_b = 17\text{ MPa}$ en situation durable ou transitoire.

$\bar{\sigma}_b = 22.2\text{ MPa}$ en situation accidentelle

$$\mu < \mu_l = 0,392 \longrightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}]; \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

En situation durable ou transitoire : $\sigma_s = 348\text{MPa}$.

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

➤ **En Travée (ELU) :**

| | M (KN.m) | μ | μl | α | β | A (cm ²) |
|---------------|----------|-------|---------|----------|---------|----------------------|
| Travée | 56.56 | 0.081 | 0,392 | 0.106 | 0.958 | 4.59 |

➤ **Sur Appuis (Accidentelle : G+Q+E) :**

| | M (KN.m) | μ | μl | α | β | A (cm ²) |
|---------------|----------|-------|---------|----------|---------|----------------------|
| Appuis | 95.65 | 0.129 | 0.392 | 0.173 | 0.945 | 6.83 |

2. Vérifications nécessaires pour les poutres :

- **Condition de non fragilité BAEL91(Article A.4.2) :**

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} \geq 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.4}{400} = 1.53\text{cm}^2$$

- **Le pourcentage minimal d'armature (RPA 2003 Article B.6.4) :**

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.01 b \times h$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.001 \times 30 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage d'acier exigé par le RPA 2003 :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre :

$$0,5\% \text{ en tout section : } A_{\min}^{\text{RPa}} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

En zone courante :

$$4\% \times b \cdot h = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

En zone de recouvrement.

$$6\% \times b \cdot h = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

◆ **Tableau Récapitulatif :**

| | A_{cal} (cm ²) | $A_{\text{min}}^{\text{BAEL}}$ (cm ²) | $A_{\text{min}}^{\text{RPa}}$ (cm ²) | $A_{\text{min}}^{\text{RPa}}$ (cm ²) | A_{max} | A_{adopt} (cm ²) |
|---------------|--|--|---|---|------------------|---------------------------------------|
| Travée | 4.59 | 1.53 | 1.2 | 6 | 6 | 3HA12+3HA14= 8.01 |
| Appuis | 6.83 | 1.53 | 1.2 | 6 | 6 | 3HA12+3HA14= 8.01 |

Tableau VI. 5: Tableau récapitulatif poutre secondaire

• **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est

$$\text{vérifier : } \alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

| | α | M_u (KN.m) | M_{ser} (KN.m) | γ | f_{c28} (MPa) | $\bar{\alpha}$ | Condition |
|-------------------|----------|--------------|------------------|-------------|-----------------|----------------|-----------------|
| en travée | 0.025 | 14.2 | 10.63 | 1.33 | 30 | 0.465 | vérifiée |
| sur appuis | 0.013 | 72.63 | 52.9 | 1.37 | 30 | 0.485 | vérifiée |

• **Vérification de la flèche :** BAEL91 (Article B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$M_{\text{max}}^t = 14.2 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.40}{5.00} = 0.08 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{40}{500} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.08 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d} \Rightarrow \frac{4.2}{400} = 0.0105 \geq \frac{8.01}{30 \times 37} = 0.0072 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

3. Armatures transversales :

- **Choix de ϕ_T :**

$$\phi_T \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_L, \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_T \leq \min\left(\frac{400}{35}, 12, \frac{300}{10}\right) = 11.43 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_T = 8 \text{ mm}$ de nuance FeE235

- **Espacement :**

- D'après BAEL 91 (Article A.5.1, 22):

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 37.8 \text{ cm.}$$

- D'après RPA 2003 (Article 7.5.2, 2) :

Dans la Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_L\right) = 10 \text{ cm}$$

Dans la Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

On prend:

$$S_t \leq \text{Min}(S_{t \text{ BAEL}}, S_{t \text{ RPA}})$$

- Dans la Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante : $S_t = 20 \text{ cm}$

Avec : $L' = 2h = 80 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

- **La section de ferrailage transversal**

D'après BAEL 99 (Article A.5.1, 22):

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{20 \times 0.4 \times 30}{235} = 1.02 \text{ cm}^2$$

D'après RPA 2003 :

$$A_t \geq 0,003.S_t.b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0.90 \text{cm}^2 \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$A_t \geq 0,003.S_t.b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1.20 \text{cm}^2 \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale}$$

Donc on prend :

3HA8 avec $A_t = 1.51 \text{ cm}^2$ dans la zone nodale

4HA8 avec $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ en dehors de la zone nodale.

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

$$V_u^{\max} = 106.38 \text{KN}$$

$\overline{\tau}_u = 4 \text{ MPa}$ pour la fissuration peu préjudiciable.

$$\tau_u^{\max} = \frac{106380}{300 \times 370} = 0.95 \text{MPa} < 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

5. Présentation du ferrailage des poutres secondaires:

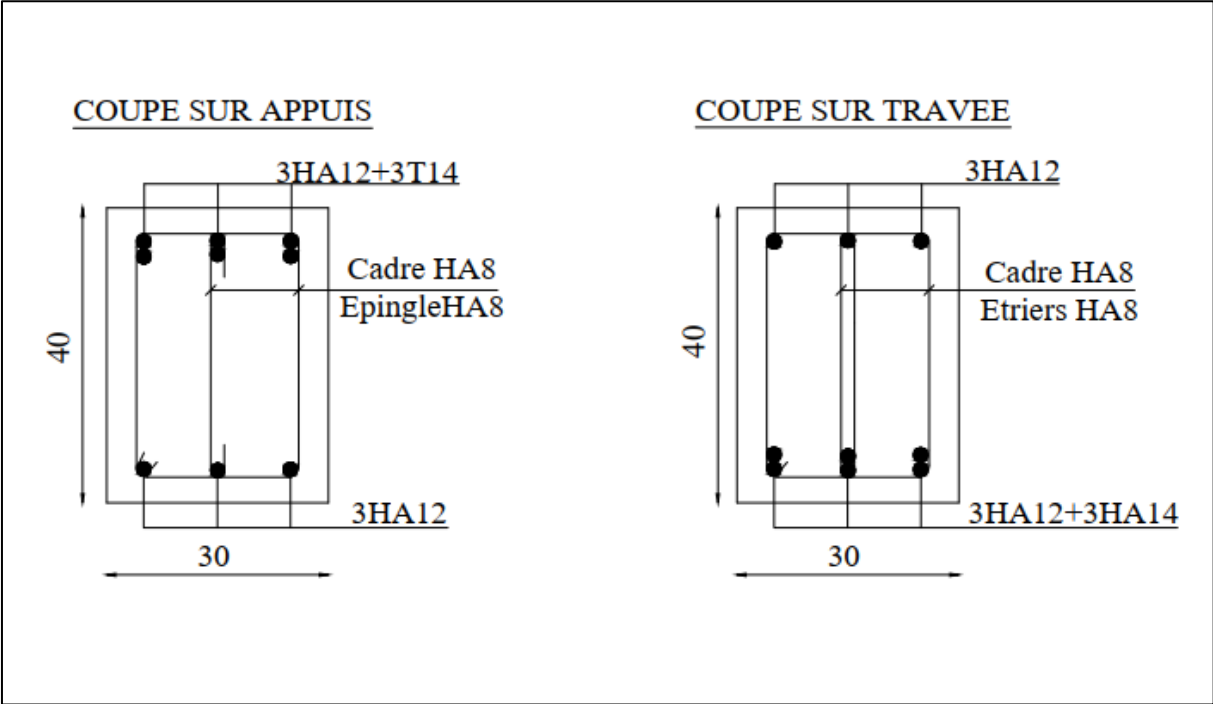


Figure VII.4. Ferrailage des poutres secondaires.

5. Ferrailage des voiles :

1) Introduction :

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrillé en flexion composée et nécessiterait la disposition du ferrailage suivante :

- ✓ Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- ✓ Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- ✓ Des aciers transversaux.

2) Types d'armatures :

2-1-Armatures verticales :

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.

❖ **Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%:**

Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile ou du trumeau l'espacement des barres doit être au plus égale à 15cm.

2-2- Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné comme suit :
 - ✓ globalement dans la section du voile 0,15%
 - ✓ en zone courante 0,10%
- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petites des deux (2) Valeurs Suivantes :

$St \leq 1,5a$ $St \leq \text{Min}(30\text{cm} ; 1,5a)$, avec **a**: épaisseur du voile.

$St \leq 30\text{cm}$

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser **L /10** de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - ✓ 40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement est possible ;
 - ✓ 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$V_{vj} = 1.1 \frac{V}{F_e} \quad ; \quad \text{avec } V = 1.4V_{calculé}$$

- Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

2-3-Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

3) Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical) :

3-1- Ferrailage vertical :

Type de section qu'on peut avoir :

Une section soumise à la flexion composée peut être :

Entièrement tendu (S. E. T).

Entièrement comprimée (S. E.C).

partiellement comprimée (S. P. C).

3-2-Etapes de calcul :

✓ Détermination de la nature de la section :

- Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c' est : $\frac{h}{6}$)
- Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normal

$$(e = \frac{M}{N}).$$

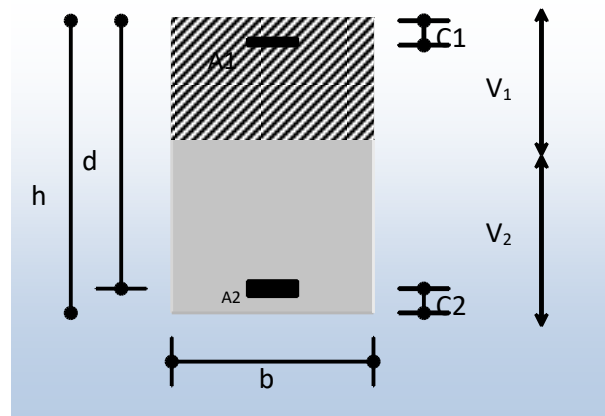
✓ Calcul des sections suivant leurs natures :

Section entièrement tendue : on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.

- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$



Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_U = A \cdot \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A \cdot \sigma_s (d - c')$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \quad ; \quad A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$

Remarque : Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

Section entièrement comprimée : La section est entièrement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de compression.

- C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

-Si $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont

données par :

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\%$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

-Si: $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont

données par : $A=0$; $A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'}$

$$\text{Avec :} \quad \Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

section partiellement comprimée : la section est partiellement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

Pour es voiles pleins.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \\ \sigma_2 = \frac{N}{a \cdot h} - \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \end{array} \right.$$

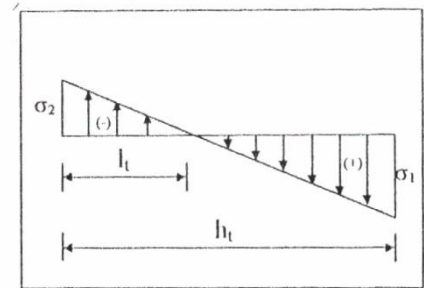


Fig.1

$$\boxtimes \text{ 1}^{\text{ere}} \text{ cas (S.P.C): } \sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$\boxtimes \text{ 2}^{\text{eme}} \text{ cas (S.E.T): } \sigma_1 \leq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h$$

$$\boxtimes \text{ 3}^{\text{eme}} \text{ cas (S.E.C): } \sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \geq 0 \quad ; \quad l_t = 0$$

$$\circ A_{\min 1}^{R.P.A} = 0,002 \cdot a \cdot l_t$$

$$\circ A_{\min 2}^{R.P.A} = 0,0015 \cdot a \cdot h$$

$$\circ A_{\min 3}^{R.P.A} = 0,001 \cdot a \cdot h \quad (\text{en zone courante})$$

4) Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes:

- $N = 0,8 \text{ NG} \pm \text{NE}$
- $M = 0,8 \text{ MG} \pm \text{ME}$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

- $N = N_G + N_Q \pm N_E$
- $M = M_G + M_Q \pm M_E$

5) Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales) :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale

Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

$$* N_{\min} = 0,8N_g + N_e \cdot (N_e = 0 \text{ cas des voiles pleins})$$

$$* M = 0,8M_g + M_e$$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité c à d pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

$$N_{\text{corr}} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{\text{max}} = M_g + M_q + M_e$$

6) Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL .91

6.1. Armatures verticales :

Soit le voile 'VL 1' niveau RDC (L= 3.00 m)

G+Q± E: $M_{\text{max}} \longrightarrow N_{\text{corr}}$

| Niveau | T(KN) | N(KN) | M(KN.m) |
|--------|--------|---------|---------|
| RDC | 556.54 | 1401.58 | 2335.30 |

$$M = 2335.30 \text{ KN.m}$$

$$N = 1401.58 \text{ KN}$$

$$H = 3 \text{ m} ; c = 3 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 3 - 0.03 = 2.97 \text{ m}; a = 0.16 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left\{2 \text{ cm}; \frac{L}{250}\right\} = \max\left\{2 \text{ cm}; \frac{3.06}{250}\right\} = 0.02 \text{ m}$$

➤ Détermination de l'excentricité e :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2335.30}{1401.58} = 1.66 \text{ m}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0.02 + 1.66 = 1.68 \text{ m}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire Si :

$$\frac{l_f}{h} < \max(15; 20 \cdot e_1 / h)$$

$$\frac{20 \times e_1}{H} = \frac{20 \times 0.160}{3.06} = 0.0104$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{2.142}{3} = 0.714 < 15 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = 2.47$$

$$\lambda \leq 50 \text{ si } \implies \alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{2.49}{35} \right)^2} = 0.849 \end{cases}$$

ϕ : Généralement égal à 2

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 3} \times (2 + 0.849 \times 2) = 0.0017 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 1.68 + 0.0017 = 1.6817 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 1401.58 \times 1.6817 = 2357.037 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 3 - 0.81 \times 0.03) \cdot 0.16 \times 3 \times 18.5 = 10.952 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_{\text{corr}} + N_u \times (d - h/2) = 2357.03 + 1401.58 \times (2.97 - 1.475) = 4417.3526 \text{ kn.m}$$

$$B = (1401.58(2.97 - 0.03) - 4417.3526) \cdot 0.001 = -0.2967 \text{ MN.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement tendue .

◆ **Situation accidentelle :**

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} =$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right]$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha)$$

| M ₁ (KN.m) | μ | μ _t | A | β | A _f (cm ²) |
|-----------------------|-------|----------------|-------|-------|-----------------------------------|
| 4417.3526 | 0,135 | 0,392 | 0,182 | 0,927 | 40.11 |

6.1.2.2. Calcul des armatures à la flexion composée : (N effort de traction)

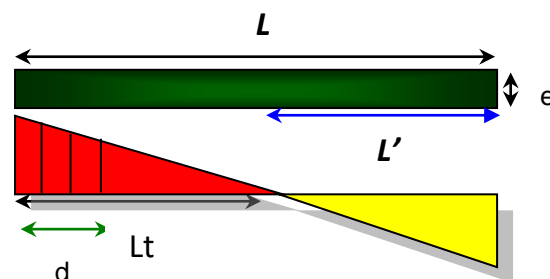
$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100\sigma_s}$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 40.11 - \frac{1401580}{100 \times 400} = 5.07 \text{ cm}^2$$

| N (N) | A _f (cm ²) | A _{cal} (cm ²) |
|---------|-----------------------------------|-------------------------------------|
| 1401580 | 40.11 | 5.07 |

6.1.3. L'armature verticale minimal

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1401.58 \times 10^3}{160 \times 3000} + \frac{6 \times 2335.30 \times 10^6}{160 \times (3000)^2} = 12.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1401.58 \times 10^3}{160 \times 3000} - \frac{6 \times 2335.30 \times 10^6}{160 \times (3000)^2} = -6.81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 0.35 \text{ m}$$

Alors $A_{min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 0.002 \times 35 \times 16 = 1.12 \text{ cm}^2$

Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

- globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 16 \times 300 = 7.2 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

- Dans la zone tendue : $A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{RPA}) = \max(5.07; 1.12)$

Alors on prend $A = 5.07 \text{ cm}^2$

- En zone courante

$$h' = h - 2lt = 3 - 2 \times 0.35 = 2.3 \text{ m} > 0$$

$$A_{\min 2} = 0.001 \cdot b \cdot h' = 0.001 \times 16 \times (230) = 3.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_c > A_{\min}^g$$

| Niveau | A_{tendue} (cm^2) | A_c (cm^2) | A_{tot} (cm^2) | A_{\min}^g (cm^2) | condition |
|-------------------------|--|----------------------------|---------------------------------------|-----------------------------------|-----------|
| RDC V(0,16×3.5×3,06) | 5.07 | 3.68 | 13.82 | 7.2 | Vérifier |

Tableau VI.6 : Armatures des voiles

choix de ferailage

en zone tendus

$A_t = 5.07$ donc on prend 6ha12

en zone courant

$A_c = 3.68$ donc on prend 8ha10

➤ L'espacement

D'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min(1.5 \times a; 30 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 16; 30 \text{ cm}) = 24 \text{ cm}$$

On prendre : $S = 20 \text{ cm}$

Dans la zone $h/10$:

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min\left\{\frac{1.5a}{2}; \frac{30}{2}\right\} = \min\{12; 15\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

On prendre : $D = 10 \text{ cm}$

6.1.4. Vérification des contraintes de cisaillement :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouve à la base du voile, majore de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version2003)

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 6Mpa$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{cal}}{a.d} = \frac{1.4 \times 556.54 \times 10^3}{160 \times 2970} = 1.64Mpa \dots\dots\dots (c.v)$$

T : Effort tranchant à la base du voile.

a : épaisseur du voile

d : Hauteur utile

La contrainte limite est : = **0.2 f_{c28} = 6 MPA** (l'article 7.7.2 RPA 99/version 2003).

$\tau_b = 1.31 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 6 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

Alors, il n'y a pas de risque de cisaillement.

VI.5.9 : Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum de l'armature horizontale pour une bande de 1 m de largeur.

VI.5.9.1 : Globalement dans la section du voile :(RPA99 version 2003) 7.7.4.3

$$A_{min}^g = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 16 \times 100 = 2.4cm^2$$

En zone courante :

$$A_{min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 16 \times 100 = 1.6cm^2$$

Donc on prend : : **Ac=6Ø8=3.02 cm²/ml**

Présentation du ferrailage des voiles :

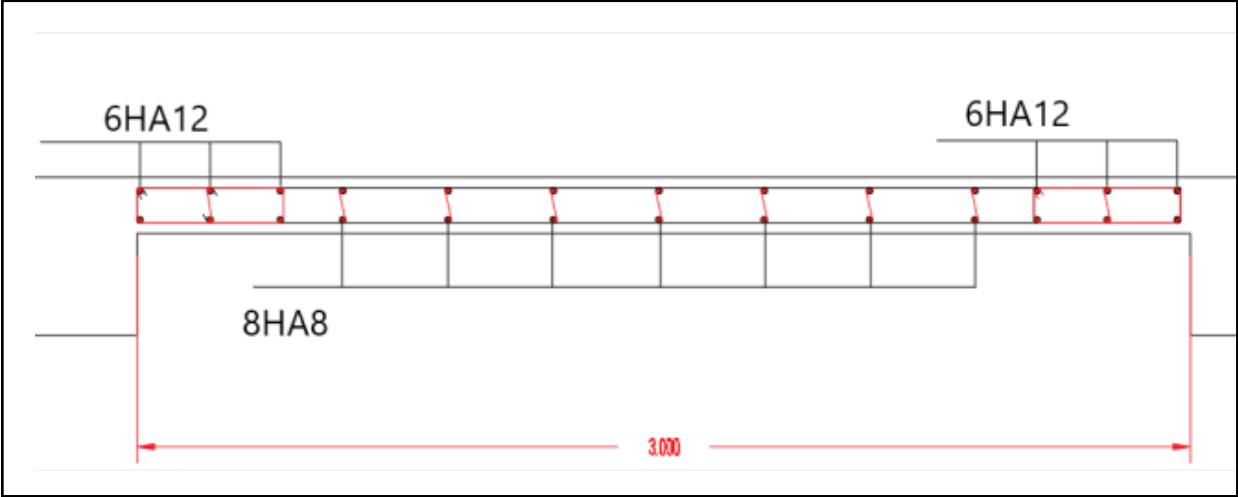


Figure VI.5: Ferrailage de voile pleine

Etude de l'infrastructure

ETUDE DES FONDATIONS

VII.1.Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dont leurs bonnes conceptions et réalisations découlent la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire des autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

L'ingénieur doit se baser sur trois préoccupations essentielles pour l'étude des fondations :

- ❖ La forme et l'emplacement de la fondation.
- ❖ La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.
- ❖ Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble

- Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- Semi profondes (les puits)
- Profondes (les pieux)
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

VI.3.Calcul des fondations :

Choix de type de fondation :

Fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

Remarque :

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées sous poteaux et filantes sous murs. 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 :

($S_s / S_b < 50 \%$)

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

S : La surface total de la semelle

$$\sigma_{sol}=1,97\text{bars} = 197 \text{ KN/ m}^2 \quad (\text{selon le rapport de sol})$$

La somme des réactions des poteaux et voiles sont :

➤ A L'ELS

$$N_{ser}=N_G+N_Q$$

$$N_{ser}=37374.1 \text{ KN} \quad \text{Selon Robot (E.L.S)}$$

$$S_s=\frac{37374.1}{197} = 189.710\text{m}^2$$

Vérification du chevauchement :

$$\text{On a la surface totale du bâtiment } S_b = (L_x \times L_y) - (l_x \cdot l_y) = (25 \times 12.85) - (5 \times 3 + 9 \times 2.35 + 7 \times 3) = 264.1 \text{ m}^2$$

$$\text{Faisant le rapport } \frac{S_s}{S_b} = \frac{189.710}{264.1} = 71.83\% \text{ on déduit :}$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de Fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la Structure.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.

La facilité d'exécution

1.3. Critères de choix :

Le radier est justifié si la surface des semelles isolées ou continues est très importante (**supérieure ou égale à 50 % de l'emprise du bâtiment**) Ce qui est le cas lorsque :

- ✓ - le sol a une faible capacité portante mais il est relativement homogène.
- ✓ - les charges du bâtiment sont élevées (immeuble de grande hauteur).
- ✓ - l'ossature a une trame serrée (poteaux rapprochés).
- ✓ - la profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est importante.
- ✓ - Il est difficile de réaliser des pieux (coût - vibrations nuisibles).
- ✓ - Il existe des charges excentrées en rive de bâtiment.
- ✓ Eventuellement, dans le cas de sous-sols utilisables (parking, garages, caves ...) ou en vue d'obtenir un sous-sol étanche (cuvelage)

Remarque :

Le radier nervuré est de loin le plus économique :

$$40 \text{ cm} \leq \text{épaisseur paillasse} \leq 1 \text{ m}$$

$$0.5 \text{ m} \leq H_{\text{nervure}} \leq 1.5 \text{ m}$$

Le radier dalle n'est pas très économique :

$$70 \text{ cm} \leq \text{épaisseur paillasse} \leq 130 \text{ cm}$$

C'est ainsi que l'on préfère le radier nervuré au radier dalle

Nous choisissons : radier nervuré

VI.4.Radier :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations Du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

➤ **Pré dimensionnement du radier :**

- Selon la condition d'épaisseur minimale :

-La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm)

1) Selon la condition forfaitaire : Selon [Béton armé. Règles BAEL (Ossature et éléments courants)] (article 6.4.1.2)

- *Sous poteaux :*

-*La dalle :*

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes : $h \geq \frac{L_{\max}}{20}$

Avec une hauteur minimale de 25 cm $h \geq \frac{500}{20} = 25\text{cm}$

- *La nervure :*

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à : $h \geq \frac{500}{10} = 50\text{cm}$

2) Condition de la rigidité :

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux poteaux :

L_e : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'1 m de radier. $I = \frac{bh^3}{12}$

K : coefficient de raideur du sol, pour les sols moyenne résistance il est pris égal à ($K=40\text{MN/m}^3$).

b : largeur du radier (bande de 1m). D'où:

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}}$$

$L_{\max} = 5\text{ m}$; $E = 3,2 \times 10^6 \text{ t/m}^2$; $K = 4000 \text{ t/m}^3$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 5^4}{3,2 \times 10^6 \times 3,14^4}} \Rightarrow h \geq 0,728\text{m}$$

• **Conclusion :**

A partir des deux conditions (1) et (2)

\Rightarrow On prend : hauteur totale du radier nervure $h_t = 80 \text{ cm}$ (dalle + nervure)

Et hauteur la dalle du radier $h_0 = 35 \text{ cm}$; largeur du nervure $b = h_{\text{poteau}} = 55 \text{ cm}$

Calcul de surface minimale du radier:

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

ELU : 51096,07KN

ELS : 37374,21KN

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{adm} \Leftrightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{adm}}$$

N_{ser} : Effort normal total transmet par la superstructure plus le poids du radier à l'ELS.

σ_{adm} : Contrainte admissible du sol = 1.97 bar. **Selon rapport du sol**

poids de la superstructure = 37374,21 KN Selon Robot (E.L.S)

$$S_{rad} = \frac{37374,21}{1,97} = 189.710 \text{ m}^2$$

On a la surface du bâtiment $S_b = 264.1 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface du radier

($S_b = 264.1 \text{ m}^2 > S_{rad} = 189.710 \text{ m}^2$),

à cet effet, nous avons prévu un débordement (D).

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times ((L_x + L_y) - (l_x + l_y))$$

S' : la surface final du radier.

S : surface totale du bâtiment

D : débordement

L_x : longueur en plan (25 m)

L_y : largeur en plan (12.850 m)

- **Calcul de débordement D:**

$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm})$. Où: $h_r = 80 \text{ cm} \Rightarrow D \geq \text{Max} (40; 30 \text{ cm})$.

On prend :

$D = 0,5 \text{ m}$ alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = 264. + 0,5 \times 2((25+12.85)) - (5+3+5+4+2.35)) = \mathbf{302.59 \text{ m}^2}.$$

. Vérification pour les poteaux :

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b \dots \text{BAEL 91 (Article A.5.2.42)}$$

Avec ;

N_u : Charge revenant au poteau plus chargé.

Dans notre cas le poteau le plus sollicité transmet au radier la charge à l'ELU suivante

328.466t

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.

$$\mu_c = 2(a + b + 2h)$$

h : Epaisseur du radier.

$$\mu_c = 2(0,55 + 0,450 + 2 \times 0,80) = 5.2$$

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0,045 \times 5.2 \times 0.80 \times 30 \times 10^2 / (1,5) = 374.4 \text{ t}$$

$$N_u = 220.673 \text{ t} < 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 374.4 \text{ t} \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}.$$

VIII.6.3. Vérification pour les voiles :

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$

Avec :

N_u : Charge revenant au voile plus chargé.

$$N_u = 206.462 \text{ t}$$

$$\mu_c = 2(5 + 0.16 + 2 \times 0,35) = 11.72$$

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0,045 \times 11.72 \times 0.35 \times 30 \times 10^2 / (1,5) = 369.18 \text{ t}$$

$$N_u = 206.462 \text{ t} \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 369.18 \text{ t} \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}.$$

❖ Vérification de la stabilité du radier :

a. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\text{Donc il faut vérifier : } \sigma = \frac{N_T}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$N_T = N_G + N_{radier}$$

N : effort normal du aux charges verticales

N_{radier} : effort normal dû au poids propre du radier

Donc :

$$N_G = 37374,21 \text{ KN}$$

$$N_{radier} = 302.59 \times 0,35 \times 25 = 2647.6 \text{ KN}$$

$$N_T = N_G + N_{radier} = 37374,21 + 2647.6 = 40021.81 \text{ KN}$$

$$\sigma = \frac{40021.81}{302.59} = 132.26 \text{ KN} \leq \bar{\sigma}_{sol} = 197 \text{ KN} / \text{m}^2 \rightarrow (\text{condition.vérifier})$$

b. vérification a l'effort de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sont l'efforts de sous pression hydrostatique on doit vérifier :

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

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 ($\gamma = 10 \text{ KN} / \text{m}^3$).

h : profondeur de l'infrastructure ($h = 4 \text{ m}$).

S : surface de radier ($S = 302.59 \text{ m}^2$).

$$W = N_T = 38026.11 \text{ KN}$$

$$\bullet \quad \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 1.5 \times 10 \times 4 \times 302.59 = 18155.4 \text{ KN}$$

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

$$40021.81 \geq 18155.4 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de soulèvement.

c. Vérification de la contrainte de cisaillement :(BAEL 91) (Art : 5.1.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\text{Avec : } b = 100 \text{ cm} ; d = h - c = 35 - 5 = 30 \text{ cm}$$

$$V_u = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$V_u = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} * \frac{L_{\max}}{2} = \frac{51096,07 \times 1}{302.59} * \frac{5}{2} = 422.16 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{422.16 \times 10^3}{1000 \times 300} = 1.41 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.5. Caractéristiques géométriques du radier:

- Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) d'après logiciel ROBOT :

$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 11.5 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 6.41 \text{ m}$$

-Moment d'inertie d'un radier :

$$I_{x-x} = \frac{b \cdot h^3}{12} = 12560.08 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = \frac{h \cdot b^3}{12} = 3273.42 \text{ m}^4$$

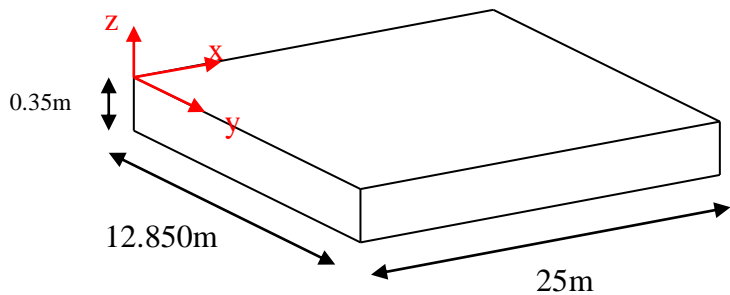


Figure. VI.7 Section équivalente au radier général

Tableau .VI.2 centre de masse.

| | Centre de gravité du radier | Centre de gravité du bâtiment | ex | ey |
|-------|-----------------------------|-------------------------------|------|------|
| x_g | 12,43 | 12,49 | 0.06 | |
| y_g | 6,62 | 6,43 | | 0.19 |

VI.6. Vérification de stabilité :

➤ **Vérification de la stabilité de radier :**

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de renversement.

Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les Combinaisons suivantes :

- (G+Q+E) pour les contraintes maximales de compression.
- (0,8G-E) pour vérifier le non soulèvement des fondations.

➤ **Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G± E) :**

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \longrightarrow e : \text{l'excentricité de la résultante des charges verticales.}$$

L= Lx ; Ly

Sens longitudinal :

$$\Sigma N_{total} = 48937,89 \text{KN}$$

$$\Sigma M_x = 2224.62 \text{ KN.m} \quad \Sigma M_y = 1925.14 \text{ KN.m}$$

| | Sens (X-X) | Sens (Y-Y) |
|-----------------------------|--------------------------|---------------------------|
| N_{tot} (KN) | 48937,89 | 50036,17 |
| M (KN.m) | 2476,71 | 2238,09 |
| e (m) | 0.05 | 0.045 |
| L / 4 (m) | 6.25 | 3.21 |
| Condition | Condition vérifié | Condition vérifier |

Tableau

➤ **Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E)**

Sens longitudinal :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} X_G \quad ; \quad \sigma_{min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} Y_G$$

$$N = 59830,80 \text{KN}$$

$$M_{x-x} = 2222,86 \text{KN.m}$$

$$M_{y-y} = 2483,09 \text{KN.m}$$

$$S_{radier} = 325.95 \text{m}^2$$

$$I_{x-x} = 12560.08 \text{m}^4$$

$$I_{y-y} = 3273.42 \text{m}^4$$

$$X_G = 12.43 \text{m}$$

$$Y_G = 6.62 \text{m}$$

| | G+Q+E | | | $\overline{\sigma}_{sol}$ (KN/m ²) | Observation |
|------------|--|--|--|---|--------------------|
| | σ_{max} (KN/m ²) | σ_{min} (KN/m ²) | σ_{moy} (KN/m ²) | | |
| Sens (X-X) | 183.77 | 183.33 | 183.66 | 197 | Condition vérifier |
| Sens (Y-Y) | 188.57 | 178.53 | 149.8 | 197 | Condition vérifier |

VI.7.Ferraillage du radier :

- Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.
- Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de BAEL91 annexe E3 pour déterminer les moments unitaires

μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

➤ Méthodes de calcul:

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

| | Le panneau de rive | Le panneau intermédiaire |
|--------------------|---|---|
| Sur travail | $M_{tx} = 0.85M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$ | $M_{tx} = 0.75M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$ |
| Sur appui | $M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$ | $M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$ |

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement

➤ BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

| ELU | ELS |
|---|--|
| $q_u = \frac{(1.35G+1.5Q)}{S_{rad}}$ $q_u = \frac{51096,07}{302.59}$ | $q_{ser} = \frac{(G+Q)}{S_{rad}}$ $q_s = \frac{37374,21}{325.95}$ |
| $q_u = 168.07\text{KN/m}$ | $q_s = 123.51\text{KN/m}$ |

Le plus grand panneau est le panneau de la rive (5.4m × 5,3 m)

a) l'ELU : $\nu = 0$; $q_u = 168.07\text{KN/m}$

$\alpha = 4/5 = 0.8$; $0.4 < 0.8 < 1$ → alors le panneau travaille dans les deux sens.

- **A partir du tableau :**

Les valeurs des coefficients sont données en fonction de rapport l_x/l_y et du coefficient ν par le tableau suivant:

| $\rho =$ l_x/l_y | $\nu=0$ | | $\nu=0.20$ | | $\rho =$ l_x/l_y | $\nu=0$ | | $\nu=0.20$ | |
|-----------------------|---------|---------|------------|---------|-----------------------|---------|---------|------------|---------|
| | μ_x | μ_y | μ_x | μ_y | | μ_x | μ_y | μ_x | μ_y |
| 0.4 | 0.1094 | 0.25 | 0.1115 | 0.293 | 0.7 | 0.0683 | 0.436 | 0.0743 | 0.585 |
| 0.41 | 0.1078 | 0.25 | 0.1100 | 0.301 | 0.71 | 0.0670 | 0.450 | 0.0731 | 0.596 |
| 0.42 | 0.1062 | 0.25 | 0.1086 | 0.309 | 0.72 | 0.0658 | 0.464 | 0.0719 | 0.608 |
| 0.43 | 0.1047 | 0.25 | 0.1072 | 0.317 | 0.73 | 0.0646 | 0.479 | 0.0708 | 0.620 |
| 0.44 | 0.1032 | 0.25 | 0.1059 | 0.325 | 0.74 | 0.0634 | 0.494 | 0.0696 | 0.632 |
| 0.45 | 0.1017 | 0.25 | 0.1046 | 0.333 | 0.75 | 0.0622 | 0.509 | 0.0685 | 0.644 |
| 0.46 | 0.1002 | 0.25 | 0.1032 | 0.341 | 0.76 | 0.0610 | 0.525 | 0.0674 | 0.657 |
| 0.47 | 0.0988 | 0.25 | 0.1019 | 0.349 | 0.77 | 0.0598 | 0.542 | 0.0663 | 0.670 |
| 0.48 | 0.0974 | 0.25 | 0.1006 | 0.357 | 0.78 | 0.0587 | 0.559 | 0.0652 | 0.683 |
| 0.49 | 0.0960 | 0.25 | 0.0993 | 0.365 | 0.79 | 0.0576 | 0.577 | 0.0642 | 0.696 |
| 0.50 | 0.0946 | 0.25 | 0.0981 | 0.373 | 0.80 | 0.0565 | 0.595 | 0.0632 | 0.710 |
| 0.51 | 0.0932 | 0.25 | 0.0969 | 0.381 | 0.81 | 0.0553 | 0.613 | 0.0621 | 0.723 |
| 0.52 | 0.0918 | 0.25 | 0.0957 | 0.391 | 0.82 | 0.0542 | 0.631 | 0.0610 | 0.737 |
| 0.53 | 0.0905 | 0.25 | 0.0954 | 0.400 | 0.83 | 0.0531 | 0.649 | 0.0600 | 0.750 |
| 0.54 | 0.0892 | 0.25 | 0.0933 | 0.410 | 0.84 | 0.0520 | 0.667 | 0.0589 | 0.764 |
| 0.55 | 0.0879 | 0.25 | 0.0921 | 0.420 | 0.85 | 0.0809 | 0.685 | 0.0579 | 0.778 |
| 0.56 | 0.0855 | 0.253 | 0.0909 | 0.431 | 0.86 | 0.0498 | 0.693 | 0.0569 | 0.791 |
| 0.57 | 0.0852 | 0.266 | 0.0897 | 0.442 | 0.87 | 0.0488 | 0.721 | 0.0559 | 0.804 |
| 0.58 | 0.0838 | 0.79 | 0.0897 | 0.453 | 0.88 | 0.0478 | 0.740 | 0.0549 | 0.818 |
| 0.59 | 0.0825 | 0.292 | 0.0873 | 0.465 | 0.89 | 0.0468 | 0.759 | 0.0539 | 0.832 |
| 0.6 | 0.0812 | 0.305 | 0.0861 | 0.476 | 0.90 | 0.0458 | 0.778 | 0.0529 | 0.846 |
| 0.61 | 0.0798 | 0.317 | 0.0849 | 0.487 | 0.91 | 0.0448 | 0.798 | 0.0519 | 0.861 |
| 0.62 | 0.0785 | 0.330 | 0.0837 | 0.497 | 0.92 | 0.0438 | 0.819 | 0.0510 | 0.875 |
| 0.63 | 0.0772 | 0.343 | 0.0825 | 0.508 | 0.93 | 0.0428 | 0.841 | 0.0500 | 0.891 |
| 0.64 | 0.0759 | 0.356 | 0.0813 | 0.519 | 0.94 | 0.0419 | 0.864 | 0.0491 | 0.906 |
| 0.65 | 0.0746 | 0.369 | 0.0801 | 0.530 | 0.95 | 0.0410 | 0.888 | 0.0483 | 0.923 |
| 0.66 | 0.0733 | 0.382 | 0.0789 | 0.541 | 0.96 | 0.0401 | 0.911 | 0.0475 | 0.939 |
| 0.67 | 0.0720 | 0.395 | 0.0777 | 0.552 | 0.97 | 0.0393 | 0.934 | 0.0467 | 0.954 |
| 0.68 | 0.0707 | 0.408 | 0.0766 | 0.563 | 0.98 | 0.0385 | 0.956 | 0.0459 | 0.970 |
| 0.69 | 0.0695 | 0.422 | 0.0754 | 0.574 | 0.99 | 0.0377 | 0.978 | 0.0451 | 0.985 |
| | | | | | 1.00 | 0.0368 | 1.000 | 0.0442 | 1.000 |

Fig. VII. Tableau de coefficient μ_x et μ_y

$$\mu_x = 0,0565$$

$$\mu_y = 0,595$$

- donc les moments sont :

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_x = 0,0565 \times 168,07 \times 4^2 = 151,93 \text{ kN/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 0,595 \times 151,93 = 90,33 \text{ kN/ml.}$$

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x \rightarrow M_{tx} = 0,85 \times 151,93 = 129,1405 \text{ kN/ml.}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y \rightarrow M_{ty} = 0,85 \times 90,33 = 89,48 \text{ N/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,30 \times M_x \rightarrow 0,30 \times 151,93 = 45,579 \text{ kN/ml.}$$

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0,4\alpha)$$

$$A_s = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad A_{s\text{min}} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$$\sigma_b = 14,2 \text{ Mpa} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad C = 4 \text{ cm} \quad ; \quad dx = h - c - \frac{\varphi x}{2} = 35 - 4 - 2/2 = 30 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa} \quad dy = dx - \frac{(\varphi x + \varphi y)}{2} = 28 \text{ cm}$$

Tableau VI.9 : Tableau récapitulatif des résultats de la ferrailage des dalle radier à l'E.L.U

| | Dans le sens (x x') | | Dans le sens (y y') | |
|-------------------------------------|---------------------|--------------------|---------------------|--------------------|
| | Sur appui (N.m) | En travée (N.m) | Sur appui (N.m) | En travée (N.m) |
| M (N.m) | 45579 | 120454,38 | 45579 | 76838,598 |
| μ | 0,0342 | 0,0844 | 0,0342 | 0,0576 |
| α | 0,035 | 0,102 | 0,035 | 0,074 |
| μ < μ_L | CV | CV | CV | CV |
| β | 0,983 | 0,956 | 0,983 | 0,970 |
| As (cm²/ml) | 4,76 | 12,94 | 4,76 | 8,12 |
| As min (cm²/ml) | 3,62 | 3,62 | 3,38 | 3,38 |
| Choix des barres | 5HA12 | 5HA20 | 5HA12 | 5HA16 |
| As Choix (cm²/ml) | 5,655 | 15,71 | 5,655 | 10,055 |
| Espacement (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 |

Tableau VI.9 : Tableau récapitulatif des résultats de la ferrailage des dalle radier à l'E.L.U

l'ELS : $v = 0.2$; $q_s = 141 \text{ KN/m}$

$\alpha = 4/5 = 0.8$; $0.4 < 0.98 < 1 \rightarrow$ alors le panneau travaille dans les deux sens .

$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$BAEL91(Art.4.5.2)

$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ (2/3) f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\}$ FeE400 $\Rightarrow \eta = 1.6$

$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 0,666 \times 400 , 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$

-A partir du tableau :

$\mu_x = 0,0632$ $\mu_y = 0.710$

- donc les moments sont :

$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_x = 0.0632 \times 123.51 \times 4^2 = 124.89 \text{ KN/ml}$.

$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 0.710 \times 124.89 = 88.67 \text{ KN/ml}$.

$M_{tx} = 0.85 \times M_x \rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 124.89 = 106.16 \text{ KN/ml}$.

$M_{ty} = 0.85 \times M_y \rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 88.67 = 75.37 \text{ KN/ml}$.

$M_{ax} = M_{ay} = 0.30 \times M_x \rightarrow 0,50 \times 115944.94 = 37.467 \text{ KN/ml}$

| | Dans le sens (x x') | | Dans le sens (y y') | |
|---|---------------------|--------------------|---------------------|--------------------|
| | Sur appui (N.m) | En travée (N.m) | Sur appui (N.m) | En travée (N.m) |
| M (N.m) | 37467 | 106160 | 37467 | 75370 |
| μ | 0,0265 | 0,0655 | 0,0265 | 0,053 |
| α | 0,0336 | 0,0847 | 0,0336 | 0,0686 |
| β | 0,986 | 0,966 | 0,986 | 0,972 |
| As (cm²/ml) | | | | |
| | 6.73 | 18.16 | 6.73 | 13.73 |
| As.min (cm²/ml) | 3.62 | 3.62 | 3.38 | 3.38 |
| Choix des barres | 7HA12 | 6HA20 | 7HA12 | 7HA16 |
| As Choix (cm²/ml) | 7.85 | 18.85 | 7.85 | 14.07 |
| Espacement (cm) | 15 | 20 | 15 | 15 |

Tableau VI.9 : Tableau récapitulatif des résultats de la ferrailage des dalle radier à l'E.L.S

VI.8. Calcul des armatures:

Tableau VI.9 : Tableau récapitulatif des résultats du ferrailage de la dalle radiée à l'E.L.S

❖ **Vérification au cisaillement: BAEL 91 (A.5.1 ,21)**

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

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{168.07 \times 4 \times 5}{2 \times 5 + 4} = 240.1 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = \frac{240.1 \times 10^3}{1000 \times 300} = 0,8003 \text{ MPa}$$

$$\tau = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(3; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0,8003 \text{ MPa} < \tau = 3 \text{ MPa}$$

La condition est vérifié n'est pas nécessaire des armatures transversales

Etude du débord du radier:

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 50 cm. Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur de un mètre (1m).

| b(cm) | h (cm) | d(cm) | L(cm) | qu KN/m | qs KN/m |
|-------|--------|-------|-------|---------------|---------------|
| 100 | 35 | 30 | 50 | 168.07 | 123.51 |

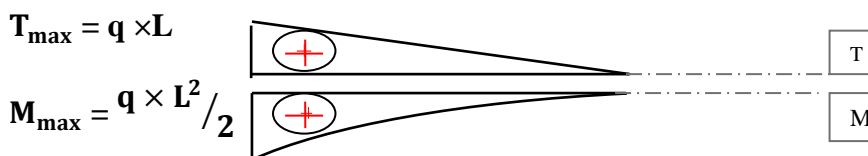
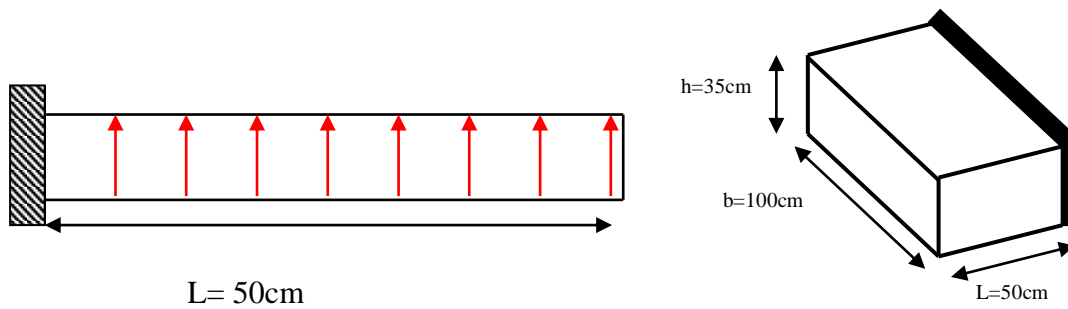


Fig .VII. Schéma statique du débord du radie

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{smin} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{BAEL} = 0,0025 \times b \times h = 8.75 \text{ cm}^2$$

l'ELU :

$$M_u = q_u \times l^2 / 2 = 19.595 \text{ KN.m}$$

| Mu (KN.m) | μ | α | β | A _{cal} (cm ²) | A _{Smin} (cm ²) | A ^{BAEL} (cm ²) |
|-----------|--------|----------|---------|-------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| 21.00 | 0,0157 | 0,0198 | 0,992 | 2.17 | 4.14 | 8.75 |

Tableau VI.11 : Tableau récapitulatif des résultats de la ferrailage de bord à l'E.L U.

l'ELS :

$$M_u = q_s \times l^2 / 2 = 15.44 \text{ KN.m}$$

| Mu (KN.m) | μ | α | β | A _{cal} (cm ²) | A _{Smin} (cm ²) | A ^{BAEL} (cm ²) |
|-----------|--------|----------|---------|-------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| 15.44 | 0,0101 | 0,0127 | 0,994 | 2.75 | 4.14 | 8.75 |

Tableau VI.12 : Tableau récapitulatif des résultats de la ferrailage de bord à l'E.L S.

Donc $A_s = \max(A_{BAEL}, A_{cal}, A_{Smin})$.

$$A_s = 8.75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on choisit $A = 9,24 = 6\text{HA}14$ /ml avec un espacement 20 cm.

Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit $A = 3,02 = 6\text{HA}8$ avec un espacement 20cm.

VI.10. Les sollicitations sur les nervures :

$$q_u = 168.07 \text{ kn/m}^2$$

$$q_s = 123.51 \text{ kn/m}^2$$

• **Charge triangulaire :**

$$P = \frac{q_u \times l_x}{4} \text{ avec } P \text{ charge équivalente produisant le même moment que le charge triangulaire.}$$

• **Charge trapézoïdale :**

$$P = (1 - \frac{\rho}{2}) \times \frac{q_u \times l_x}{2} \text{ avec } P \text{ charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale.}$$

$P_u=201.684$

$P_s=159.21$

On a $\rho = 0,8 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

Remarque :

Nous allons calculer l'armature dans les deux cas ELU et ELS et en prenant le plus grand moment dans les deux sens et généraliser sur les nervure.

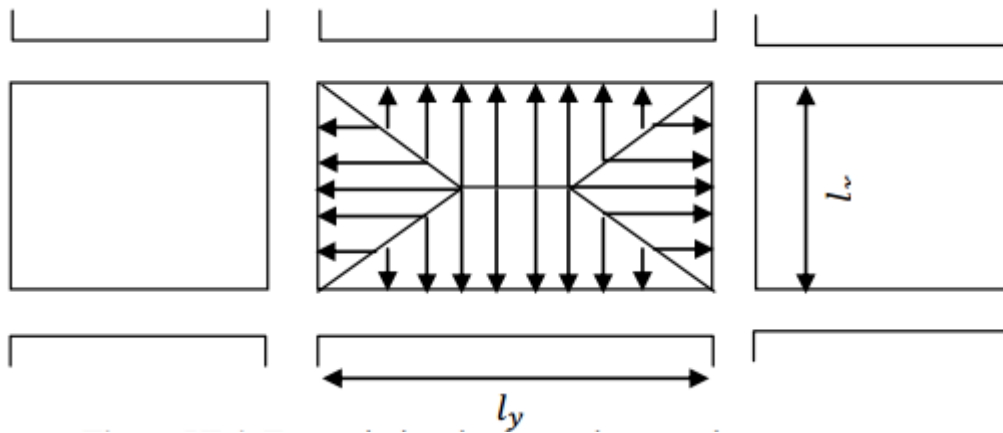


Figure VII.4. Transmission de charge dans ces deux sens

***Calcul des sollicitations :**

Calcul les moments avec logiciel ROBOT 2018 Diagrammes des sollicitations :

Le calcul des sollicitations agissant sur le radier sera effectué par le logiciel ROBOT 2018.

A L'ELU :

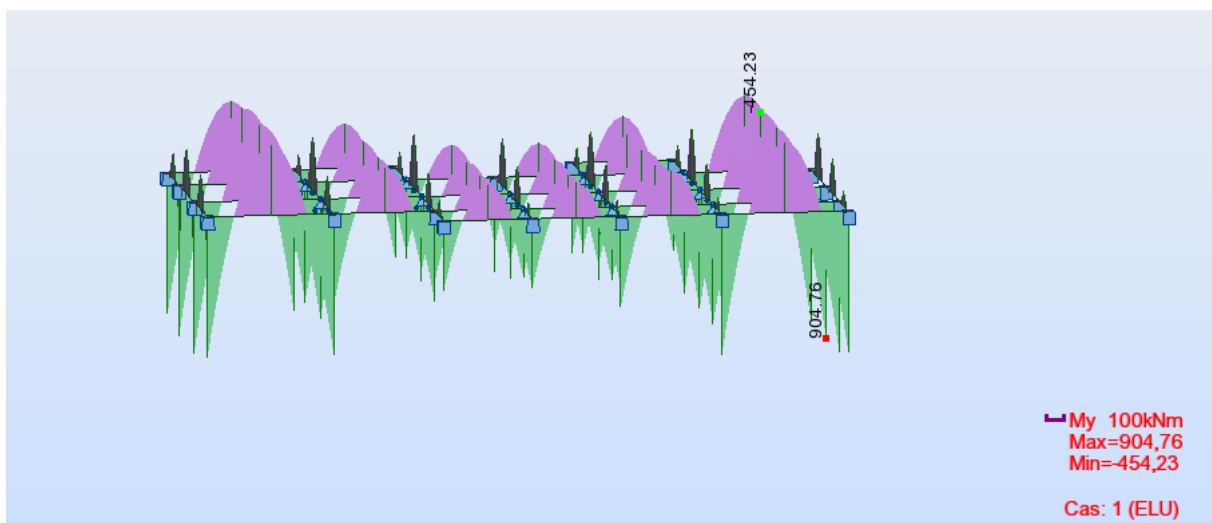


Figure.VI.2.Diagramme des moments fléchissant 'ELU

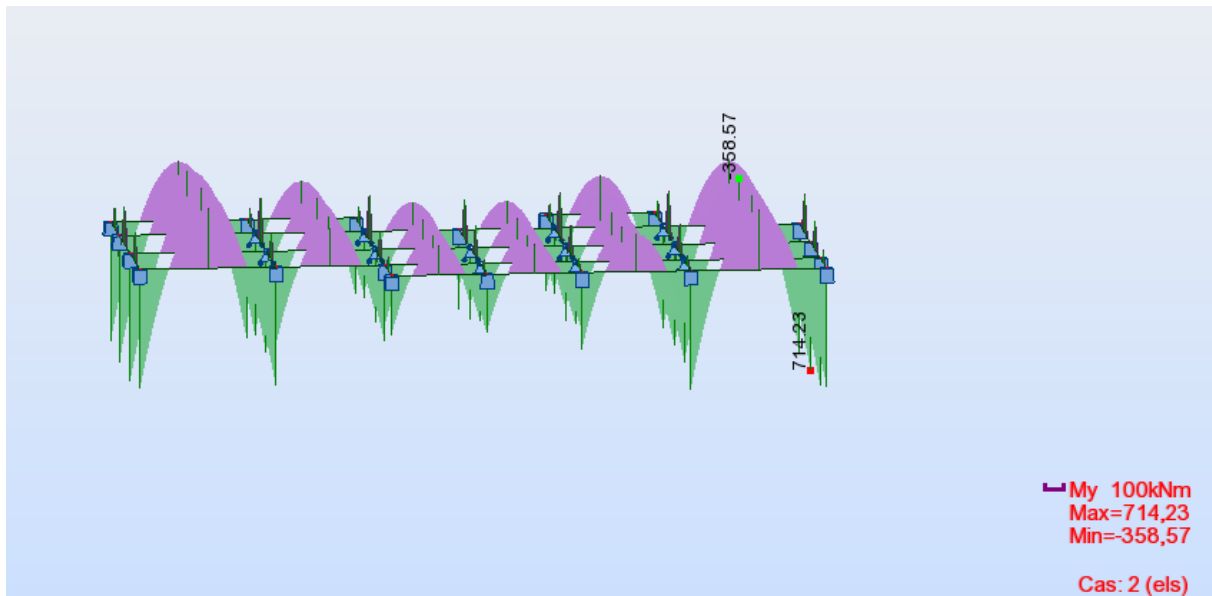
A L'ELS :

Figure.VI.3.Diagramme des moments fléchissant 'ELS

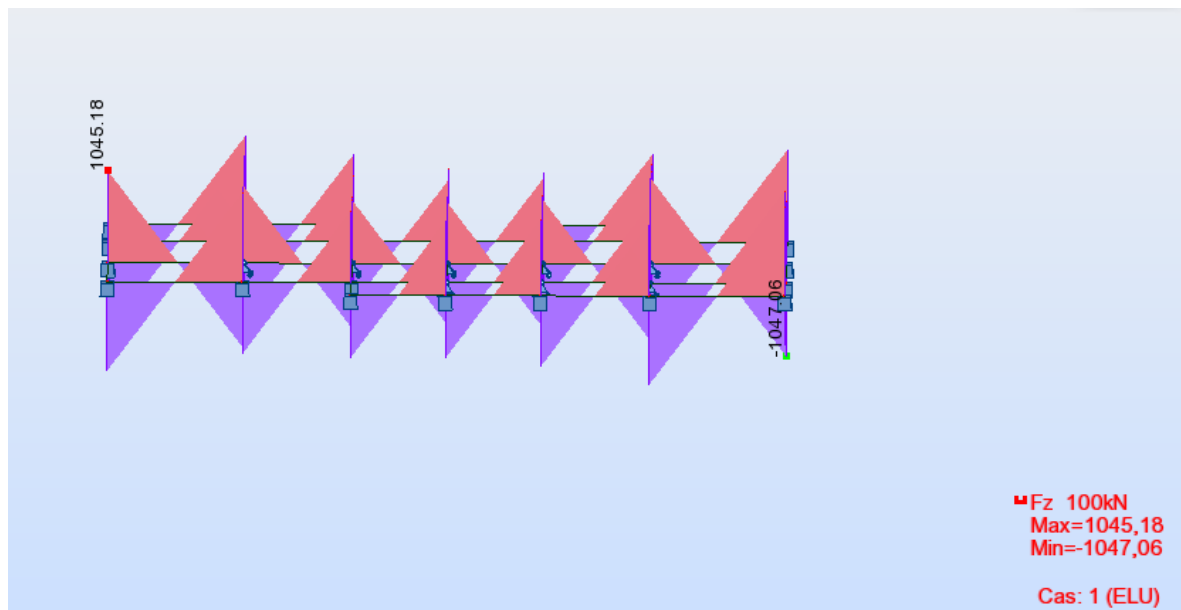


Figure.VI.4.Diagramme des efforts tranchant

VI.11. Calcul du ferrillage :

- L'enrobage :

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}, \quad \phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{80}{10} = 8$$

$$c_0 \geq 1 \text{ cm} \Rightarrow c_0 = 1 \text{ cm.} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{8}{2} = 5$$

Alors on adopte $c = 5 \text{ cm}$; $d = h - c = 80 - 5 = 75 \text{ cm}$

➤ **Calcul des armatures longitudinales section (55X80)**

ELU :

- En travée : $M_{u(\max)} = 412630 \text{ N.m}$

- En appuis : $M_{app(\max)} = 904760 \text{ N.m}$

$\sigma_b = 17 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

ELS :

- En travée : $M_{s(\max)} = 714230 \text{ N.m}$

- En appuis : $M_{app(\max)} = 358570 \text{ N.m}$

Condition de non fragilité : B.A.E.L (1.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 b \cdot d \frac{f_{t,28}}{f_t}$$

- Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)

$$A'_m \geq 0.001 b h$$

- section minimale de RPA :

$$ARPA = 0.5\% b \cdot h$$

$\sigma_b = 18 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}, A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}, \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); \beta = 1 - 0.4\alpha$$

| Cas | | M [N.m] | □ | α | β | Acal (cm ²) | A _{mi} n (cm ²) | A _{BAE} L (cm ²) | A ^{RPA} (cm ²) | A _{ad} op (cm ²) | Section adop (cm ²) |
|-----|--------|---------|-------|----------|---------|-------------------------|--------------------------------------|---------------------------------------|-------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------|
| ELU | Appuis | 904760 | 0,162 | 0,223 | 0,911 | 38.06 | 4.40 | 4.98 | 22 | / | / |
| | Travée | 412630 | 0.082 | 0.011 | 0.957 | 18.17 | 4.40 | 4.98 | 22 | / | / |
| ELS | Appuis | 714230 | 0.135 | 0.183 | 0.926 | 50.95 | 4.40 | 4.98 | 22 | 50.95 | 11HA25 =54 |
| | travée | 358570 | 0.068 | 0.088 | 0.965 | 24.58 | 4.40 | 4.98 | 22 | 24.58 | 8HA20 =25.13 |

Tableau VI.11 : Tableau récapitulatif des résultats de la ferrailage de poutrelle

la Contrainte de Cisaillement : BAEL91 (art A.5.1) :

$$T_{u \max} = 1047.06 \text{ KN} = 1047060 \text{ N}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{1047060}{550 \times 750} = 2.54 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow (\text{condition vérifier})$$

⇒ Selon BAEL les armatures transversale ne son pas nécessaire, et il font disposer des cadre des armatures minimale :

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi \right) = (20, 55, 20) \Rightarrow \text{On prend } \Phi = 10 \text{ mm}$$

- **Espacement des armatures transversales : RPA 99.**

$$\text{- dans la zone nodale } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm} \right)$$

$$\Rightarrow S_t \leq (20 ; 24; 30 \text{ cm})$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{- dans la zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} \Rightarrow S'_t \leq 40 \text{ cm}$$

$$S'_t = 20 \text{ cm}$$

- la longueur de la zone nodale :

$$L' = 2 h = 160 \text{ cm} .$$

VI.12.État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \frac{80}{500} = 0,16 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition.vérifier}$$

$$2) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{25.13}{55 \times 75} = 0,009 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition.vérifier}$$

Présentation du ferrailage :

A. radier :

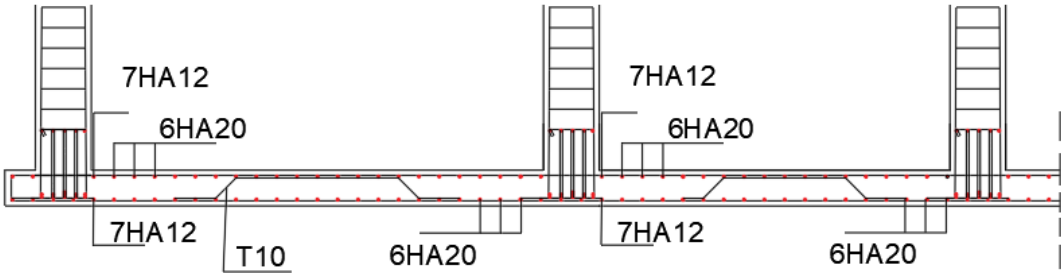


Figure VI.13.Schéma de ferrailage de la radier

B. Les nervures :

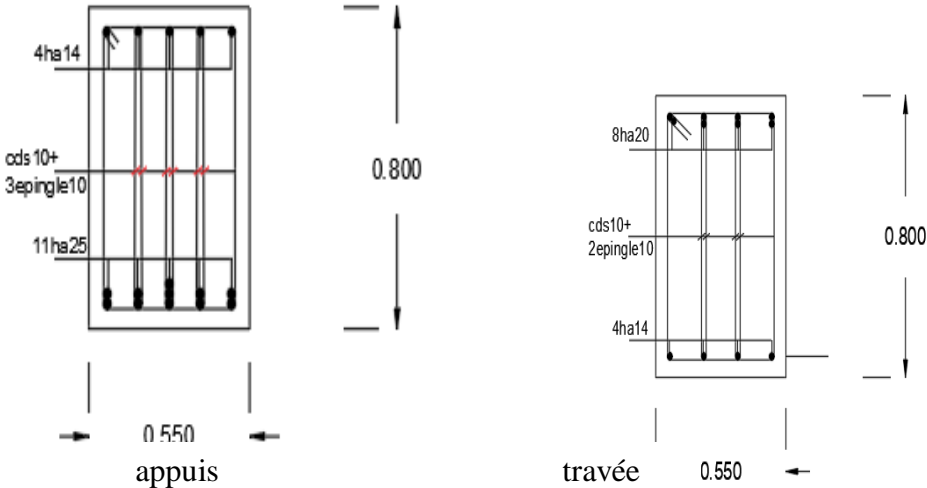


Figure VI.1 5.Schéma de ferrailage de la nervure en travée et en appui

VI.13.LONGRINE

La longrine (ou le dispositif équivalent) doivent être calculés pour résister à la traction sous

l'action d'une force égale à : $F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20 \text{ KN}$ **RPA99(art 10.1.1)**

Avec : N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée (tableau 10.1)

| Site | I | IIa | IIb et III |
|----------------|----|-----|------------|
| S ₁ | - | - | - |
| S ₂ | - | 15 | 12 |
| S ₃ | 15 | 12 | 10 |
| S ₄ | 12 | 10 | 8 |

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20 \text{ KN} \Rightarrow F = \frac{1610.36}{12} = 134.196 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

Les dimensions minimales de la section transversales des longrines sont :

25 cm × 30 cm : sites de catégorie S2 en adopté une section de (30x30) cm².

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15 ϕ_1).

Calcul des armatures longitudinales :

ELU :

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{134.196}{201.66} = 6.65 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimal : D'après RPA99

$$A_{\min} = 6\%.B' = 0.006 \times 30 \times 30 = 5.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max(A_s; A_{\min}^{RPA}) = A_s = 6.65 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T12 = 6.79 cm²

LES ARMATURES TRANSVERSALES :

Pour les armatures transversales, elles seront utilisées seulement pour le montage des armatures longitudinales, soit des cadres $\Phi 8$ (*fissuration est préjudiciable*)

L'espacement : Selon RPA99

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm} ; 15 \phi_l) ; S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.80 \text{ cm}^2$$

En choisissant un cadre en $\phi 8$ et étrier en $\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

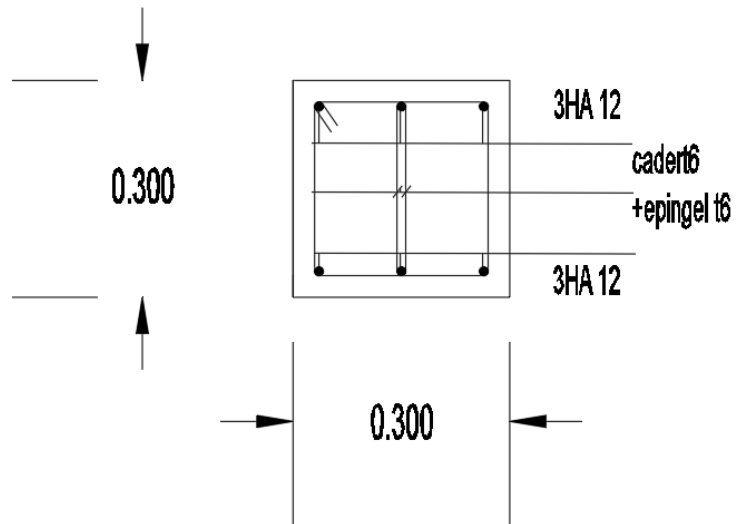


Fig. VI.7 : Ferrailage de longrine.

I.13. La dalle flottante

1. INTRODUCTION:

La terre pleine peut constituer le soubassement d'un immeuble, cette solution est souvent plus économique qu'un vide sanitaire, dans la mesure où le sol le permet.

On distingue deux types de dallage sur terreplein :

- ❖ Dallage porteur: est lié à la bêche périphérique.
- ❖ Dallage non porteur: est indépendant de la structure.

Le choix entre ces deux cas sera fonction des charges verticales et la nature du sol. Pour se fixer les idées, précisons que le système à dallage porteur s'accommode bien une structure légère, mais dans notre projet, nous avons utilisé le système à dallage non porteur.

2. MISE EN OEUVRE :

La mise en œuvre d'un dallage sur terreplein sans être très délicate doit se faire en respectant les trois étapes suivantes :

- ❖ La préparation du sol.
- ❖ La mise en place de terre pleine.
- ❖ L'exécution du dallage.

2.1. Préparation du sol :

La préparation du sol qui doit comporter 4 étapes :

- Décapage.
- Nivellement.
- Compactage.
- Drainage.

2.2. Mise en place de terre pleine :

La terre pleine est un rapport de matériaux disposé sur le sol en place qui va servir au dallage. Il peut être constitué par des cailloux, des graviers et des sables mélangés ou non, il ne doit comporter ni gravier ni matière organique. Le matériau est répandu et compacté par couches régulières de 20 cm d'épaisseur au plus. Cette terre pleine va recevoir une couche d'isolation ou d'étanchéité. Il faut donc l'arranger pour éviter le poinçonnement. Dans ce but répandez un lit de sable de 5 cm d'épaisseur moyenne ou bien un lit de mortier maigre de 3 cm.

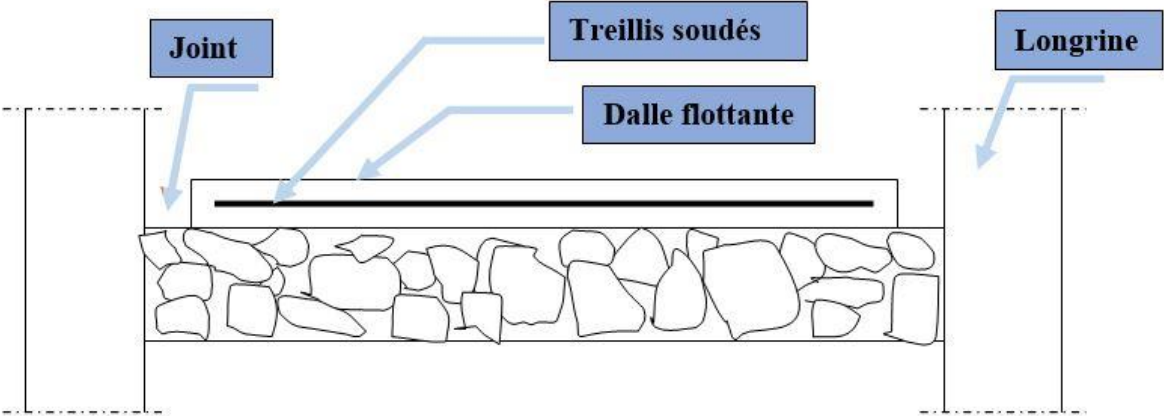
On peut réaliser la couche d'étanchéité à l'aide de feuille de polyéthylène.

2.3. Exécution de dallage:

L'épaisseur minimale de dallage doit être de 8 cm, pour notre projet, on choisit une épaisseur de 10 cm en béton armé.

Pour un dallage non porteur c'est à dire indépendant de la structure à l'aide d'un joint de 2 cm au minimum.

L'armature est constituée par une nappe de treillis soudés soit (forfaitairement) de $\Phi 6$, maille de (20×20) cm², ces armatures placées à la partie supérieure.



Conclusion générale :

Le travail que nous avons effectué dans le cadre de notre sujet de fin d'études sous le thème «**étude d'un bâtiment à usage d'habitation R+8 contreventement mixte** » nous a permis de conclure ce qui suit :

Ce projet d'étude nous a été très bénéfique sur le plan théorique et sur le plan pratique, pour ce qui est de la structure des bâtiment en béton armé les recherches effectués nous ont permis d'approfondir nos connaissances sur les règles de calcul aux états limites de conception des structures dans le cadre des travaux des bâtiment, bien que les calculs au états limites prennent en charge d'une manière beaucoup plus fine et homogène cependant il reste à l'ingénieur de compléter sa mission par :

- Une bonne conception parasismique de la structure de l'ouvrage.
- Les conditions économiques sont souvent liées à la simplicité de la conception.

Nous avons choisi les logiciels Robot 2014 pour les multiples avantages comme (la précision, la capacité de calcul et la vitesse d'exécution) malgré ça nous ne pouvons nous en passer du calcul manuel.

« En fin nous espérons que ce projet (mémoire), qu'il soit le premier pas vers la vie professionnelle et un guide pour qui s'intéresse à la matière. »

Bibliographie

Dans le cadre de l'élaboration de mon projet de fin d'étude, les documents suivants m'ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que j'ai rencontré au cours mon projet de thèse.

* **REGLEMENTS :**

- ➔ **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne..
- ➔ **BAEL91** : béton armé aux états limites.
- ➔ **D.T.R.B.C .2.2**: Document technique réglementaire.

* **COURS :**

- ➔ Béton armé **U M^{ED}KHAIDER.**
- ➔ Résistance des matériaux **U M^{ED} KHAIDER.**

* **LOGICIELS :**

- ➔ AUTOCAD 2021 **Dessin.**
- ➔ ROBOT 2014..... **Modélisation**
- ➔ WORD Office 2007 **Traitement du texte.**