

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf - Mila
Institut des Sciences et de Technologie
Département de génie civil et d'hydraulique



N° Ref :

**Projet de Fin d'Etude préparé en vue de l'obtention du diplôme
de Master**

Spécialité : GÉNIE CIVIL (Structure)

**ETUDE D'UN BÂTIMENT EN (R+6) A USAGE
D'HABITATION**

Réalisé par :

- SIDIAISSA Belkacem
- BOUHEBEL Chihab Eddine

Soutenu devant le jury :

| | |
|-------------------------------------|---------------------------------|
| Dr. TIOUA Tahar | Président et examinateur |
| Dr. TALEB Hosni Abderrahmane | Examinateur |
| Dr. BENZAID Mehdi | Promoteur |

Année universitaire : 2020/2021

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

*A mes parents : source d'affectation de courage et
d'inspiration qui ont autant sacrifié pour me voir
atteindre ce jour.*

*A tous mes frères Acheraf, Abdenour et mes sœurs
Doua et Roua*

A toute la famille BOUHÉBEL.

A toute famille Djait

A mes amis : FAREES et ABDALLAH

*A toute la promotion 2021, et à tous mes amis sans
exception.*

A tous ceux que je porte dans mon cœur.

*Chihab
Eddine*

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mon Grand-père et ma grand-mère

A mes parents : source d'affectation de courage et d'inspiration qui a autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.

A tous mes frères ...

A toute la famille SIDIAISSA.

A mes amis : MAHFOUD, AHMED et HOUSSAM

A toute la promotion 2021, et à tous mes amis sans exception.

A tous ceux que je porte dans mon cœur.

BELKACEM

Remerciement

Toute notre gratitude, grâce et remerciements vont à Dieu le Tout Puissant qui nous a permis d'apprendre à lire et à connaître le vrai sens de la vie, et qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté de mener à terme ce projet.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur **Mr MEHDI BENZAID** de nous avoir encadrés ainsi que leurs disponibilités, orientations, et précieux conseil avec lequel ils ont suivi et guidé ce travail

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

Nous remercions aussi Mr RABHI et l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur d'état en Génie Civil.

A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude

Liste des symboles

La signification des principaux symboles est la suivante :

En majuscules :

| | |
|------------------------|---|
| A | Coefficient d'accélération de zone. |
| A_s | Aire d'une section d'acier, |
| A_t | Section d'armatures transversales, |
| B | Aire D'une section de béton, |
| E | Module d'élasticité longitudinale, |
| E_b | Module de déformation longitudinale du béton, |
| E_i | Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours), |
| E_s | Module d'élasticité de l'acier, |
| E_v | Module de déformation différé (E_{vj} à l'âge de j jours), |
| F | Force ou action en général, |
| G | Action permanente. |
| Q | Charges d'exploitations, |
| I | Moment d'inertie, |
| L | Longueur ou portée, |
| L_f | Longueur de flambement. |
| M | Moment en général, moment de flexion le plus souvent |
| M_G | Moment fléchissant développé par les charges permanentes |
| M_Q | Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations |
| M_u | Moment de calcul ultime |
| M_{ser} | Moment de calcul de service |
| M_t | Moment en travée |
| M_a | Moment en appui |
| N | Effort normal |
| S_t | Espacement des armatures transversales, |
| T | Effort Tranchant, période |
| R | Coefficient de comportement |
| E.L.U | Etat limite ultime |
| E.L.S | Etat limite service |

En minuscules :

| | |
|----------|---------------|
| a | une dimension |
|----------|---------------|

| | |
|---|---|
| b | une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section) |
| d | distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême |
| d' | distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême |
| e | épaisseur |
| f | résistance d'un matériau (avec indice), flèche |
| f_e | limite d'élasticité de l'acier |
| f_{cj} | résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours |
| f_{tj} | résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours |
| f_{c28}, f_{t28} | grandeurs précédentes avec j =28 jours |
| h | hauteur totale d'une section de béton armé |
| i | rayon de giration d'une section |
| j | nombre de jours |
| k | coefficient en général |
| l | longueur ou portée (on utilise aussi L) |
| n | coefficient d'équivalence acier-béton |
| s | espacement des armatures en générales |
| s_t | espacement des armatures transversales |
| x | coordonnée en général, abscisse en particulier |
| y | coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central |
| d'inertie | |
| | Profondeur de l'axe neutre |
| z | coordonnée d'altitude |

En minuscules :

| | |
|-----------------------|---|
| Ø | diamètre des armatures, mode propre |
| γ_s | coefficient de sécurité dans l'acier |
| γ_b | coefficient de sécurité dans le béton |
| ε | déformation relative |
| ε_{bc} | raccourcissement relatif du béton comprimé |
| ε_s | allongement relatif de l'acier tendu |
| ε'_s | raccourcissement relatif de l'acier comprimé |
| η | coefficient de fissuration relatif à une armature |
| ν | coefficient de poisson, coefficient sans dimension |
| ρ | rapport de deux dimensions en particulière l'aire d'acier à l'aire de |
| béton | |
| σ | contrainte normale en général |

| | |
|--------------------------------|--|
| λ | Élancement |
| τ | contrainte tangente (de cisaillement) |
| σ_{bc} | contrainte de compression, |
| σ_{st} et σ_{sc} | contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées σ_s, σ_s |
| φ | Angle de frottement, |
| $\bar{\sigma}_s$ | Contrainte de traction admissible de l'acier |
| $\bar{\sigma}_{bc}$ | Contrainte de compression admissible du béton |
| β | Coefficient de pondération |
| σ_{sol} | Contrainte du sol |

Sommaire

| | |
|----------------------------|---|
| INTRODUCTION GÉNÉRALE..... | 1 |
|----------------------------|---|

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

| | |
|---|----|
| I.1. INTRODUCTION | 3 |
| I.2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE | 3 |
| I.2.1. Dimensions en plan : | 5 |
| I.2.2. Dimensions en élévation..... | 7 |
| I.3. LES ELEMENTS DE L'OUVRAGE | 11 |
| I.3.1. Les planchers | 11 |
| I.3.2. La maçonnerie..... | 11 |
| I.3.3. Terrasse..... | 11 |
| I.3.4. Revêtements | 11 |
| a) Terrasse | 11 |
| b) Étage courant | 11 |
| c) Murs extérieurs (double paroi) | 11 |
| I.3.5. Escaliers | 12 |
| I.3.6. L'acrotère | 12 |
| I.3.7. Ossature contreventée | 12 |
| I.4. REGLES DE CALCUL..... | 12 |
| I.5. METHODOLOGIE DE CALCUL | 12 |

CHAPITRE II : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

| | |
|----------------------------------|----|
| II.1. INTRODUCTION | 13 |
| II.2. BÉTON..... | 13 |
| II.2.1. Résistance du béton..... | 13 |

| | |
|---|-----------|
| a- Résistance à la compression..... | 14 |
| b- Résistance du béton à la traction..... | 14 |
| c- Module de déformation longitudinale du béton..... | 14 |
| d- Module de poisson..... | 15 |
| II.2.2. Contrainte limite du béton..... | 15 |
| II.2.2.1. Etat limite ultime..... | 15 |
| II.2.2.2. Etat limite de service | 16 |
| II.3. L'ACIER..... | 16 |
| a. Aciers en barres..... | 16 |
| b. Treillis soudés..... | 17 |
| II.3.1. Contrainte limite de calcul..... | 18 |
| II.3.2. L'allongement relatif de l'acier | 18 |
| II.4. HYPOTHESES DE CALCUL DES SECTIONS EN BETON ARMÉ.18 | |
| II.4.1. à L'E.L.S..... | 18 |
| II.4.2. à L'E.L.U | 19 |
| II.5. PRESENTATION DE LA METHODE DE CALCUL AUX ETATS | |
| LIMITES | 20 |
| II.5.1. Les états limites ultimes | 20 |
| II.5.2. Les états limites de service | 20 |
| II.6. ACTIONS ET SOLLICITATIONS | 20 |
| II.6.1. Actions..... | 20 |
| a- Actions permanentes..... | 20 |
| b- Actions variables | 20 |
| c- Actions accidentelles | 21 |
| II.6.2. Sollicitations | 21 |

| | |
|--|----|
| II.6.2.1. Principe et justification..... | 21 |
| II.6.2.2. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états | 21 |

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

| | |
|---|----|
| III.1. INTRODUCTION | 23 |
| III.2. LA PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES | |
| III.2.1. Les planchers | 23 |
| III.2.1.1. Plancher en corps creux..... | 23 |
| a- Les poutrelles | 24 |
| III.2.1.2. Plancher dalle pleine | 25 |
| a) Résistance au feu | 25 |
| b) Isolation phonique | 25 |
| c) Critère de résistance | 25 |
| III.2.2. Les escaliers..... | 26 |
| III.2.2.1. Caractéristiques techniques..... | 27 |
| III.2.2.2. Dimensionnement..... | 27 |
| Escalier type RDC + EC | 27 |
| III.2.3. Pré dimensionnement de l'acrotère..... | 29 |
| III.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX..... | 30 |
| III.3.1. Pré dimensionnement des poutres..... | 30 |
| III.3.1.1. Les poutres principales | 30 |
| III.3.1.2. Les poutres secondaires (Chaînages) | 31 |
| III.3.2 Les voiles..... | 32 |
| III.3.3. Les Poteaux | 33 |
| III.4. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES..... | 34 |
| III.4.1. Les Planchers..... | 34 |
| • Plancher terrasse | 34 |

| | |
|---|-----------|
| • Plancher étage courant | 35 |
| III.4.2. Balcon..... | 35 |
| III.4.3. Cloisons extérieures..... | 36 |
| III.4.4. L'escalier | 36 |
| III.5. DESCENTE DE CHARGES..... | 37 |
| III.5.1. Loi de dégression | 37 |
| III.5.2. Vérification de la section de poteau | 47 |

CHAPITRE IV : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

| | |
|--|-----------|
| IV.1. INTRODUCTION..... | 49 |
| IV.2. ACROTERE..... | 49 |
| IV.2.1. Évaluation des charges | 49 |
| IV.2.2. Calcul des efforts | 50 |
| IV.2.3. Calcul de l'excentricité | 50 |
| IV.2.4. Calcul du Ferrailage | 52 |
| IV.2.4.1. Les armatures fictives..... | 52 |
| IV.2.4.2. Armatures de répartition | 53 |
| IV.2.4.3. Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » | 54 |
| IV.2.5. Vérification à L'ELS..... | 54 |
| IV.2.5.1. Vérification des contraintes..... | 54 |
| IV.2.6. Schéma de Ferrailage..... | 56 |
| IV.3. LES ESCALIERS | 56 |
| IV.3.1. Combinaison des charges | 56 |
| IV.3.2. Détermination des sollicitations..... | 56 |
| IV.3.3. Les Diagramme des moments et des efforts tranchants..... | 58 |
| IV.3.4. Calcul du ferrailage..... | 59 |

| | |
|---|----|
| IV.3.4.1. Le ferrailage à ELU..... | 60 |
| a) En travée..... | 60 |
| ➤ Condition de non fragilité..... | 60 |
| ➤ L'espacement « e » | 60 |
| ❖ Armature de répartition..... | 61 |
| b) Sur appui..... | 61 |
| ➤ Condition de non fragilité..... | 62 |
| ➤ L'espacement « e » | 62 |
| ❖ Armature de répartition | 62 |
| ➤ L'espacement « e » | 62 |
| c) Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » | 62 |
| IV.3.4.2. Le ferrailage à ELS..... | 62 |
| a) En travée..... | 62 |
| ➤ Condition de non fragilité | 63 |
| ➤ L'espacement..... | 63 |
| ❖ Armature de répartition..... | 63 |
| ➤ L'espacement « e » | 63 |
| b) Sur appui..... | 64 |
| ➤ Condition de non fragilité | 64 |
| ➤ L'espacement..... | 64 |
| ❖ Armature de répartition..... | 65 |
| ➤ L'espacement « e » | 65 |
| c) Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » | 65 |
| IV.3.5. Vérification à ELS..... | 65 |
| IV.3.5.1. Vérification des contraintes..... | 65 |
| a) En travée..... | 65 |
| • La contrainte de béton..... | 65 |
| b) En appui..... | 66 |
| • La contrainte de béton..... | 66 |
| IV.3.5.2. La vérification de la flèche..... | 67 |

| | |
|---|----|
| IV.3.6. Etude de la poutre palière..... | 69 |
| IV.3.6.1. Dimensionnement..... | 69 |
| IV.3.6.2. Evaluation des charges..... | 70 |
| IV.3.6.3. Combinaison des charges..... | 70 |
| IV.3.6.4. Détermination des sollicitations..... | 70 |
| IV.3.6.5. Calcul du Ferrailage..... | 71 |
| IV.3.6.5.1. Le ferrailage à ELU..... | 71 |
| a) En travée..... | 71 |
| b) En appui..... | 72 |
| ➤ Condition de non fragilité..... | 72 |
| ➤ Section des Armature transversale..... | 72 |
| ➤ L'espacement St..... | 73 |
| c) Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » | 73 |
| IV.3.6.5.2. Le ferrailage à ELS..... | 73 |
| a) En travée..... | 73 |
| b) En appui..... | 73 |
| IV.3.6.6. Vérification à ELS..... | 73 |
| IV.3.6.6.1. Vérification des contraintes..... | 73 |
| a) En travée..... | 73 |
| • La contrainte de béton..... | 74 |
| a) En appui..... | 74 |
| • La contrainte de béton..... | 74 |
| IV.3.6.6.2. La vérification de la flèche..... | 75 |
| IV.3.6.7. Etude de la poutre palière à la torsion..... | 75 |
| IV.3.6.7.1. Justification du béton..... | 76 |
| ➤ Calcule des armatures longitudinales..... | 76 |
| ➤ Armatures transversales..... | 77 |
| ➤ L'espacement St..... | 77 |
| IV.3.6.8. Schéma de ferrailage..... | 77 |

| | |
|---|----|
| IV.4. LES PLANCHERS | 78 |
| IV.4.1. Généralité..... | 78 |
| IV.4.2. Evaluation des charges appliquées à chaque nervure..... | 78 |
| a) Plancher terrasse..... | 78 |
| b) Plancher étage courant..... | 79 |
| IV.4.3. Les combinaisons d'action..... | 79 |
| IV.4.4. Type et Position des poutrelles..... | 79 |
| a) Différents types de poutrelles..... | 79 |
| IV.4.5. Méthodes de calculs..... | 80 |
| a) Conditions d'application..... | 80 |
| b) Exposée de la méthode..... | 80 |
| IV.4.6. Calcul des sollicitations des poutrelles..... | 82 |
| IV.4.6.1. Vérifications des Conditions d'application de la méthode forfaitaire..... | 82 |
| IV.4.6.2. Détermination des sollicitations..... | 82 |
| a) Plancher terrasse..... | 82 |
| b) Plancher étage courant..... | 83 |
| IV.4.7. Ferrailage des poutrelles..... | 87 |
| IV.4.7.1. Les poutrelles dans la terrasse..... | 87 |
| a) E.L.U..... | 87 |
| ❖ En travée..... | 87 |
| ❖ En appui..... | 88 |
| b) E.L.S..... | 90 |
| IV.4.7.2. Plancher étage courant..... | 92 |
| a) E.L.U..... | 92 |
| ➤ En travée..... | 92 |
| ➤ En appui..... | 93 |
| b) E.L.S..... | 95 |
| ➤ Vérification des contraintes..... | 95 |
| ➤ Vérification de la flèche..... | 95 |

| | |
|--|-----------|
| ➤ Ferrailage transversal..... | 97 |
| ➤ L'espacement St..... | 97 |
| ➤ La dalle mince (table de compression) | 98 |
| IV.6. LES BALCONS | 99 |
| IV.5.1. Evaluation des charges..... | 99 |
| IV.5.2. Détermination des sollicitations..... | 99 |
| IV.5.3. Ferrailage du balcon..... | 100 |
| IV.5.3.1. Le ferrailage à ELU..... | 100 |
| ➤ La section minimale..... | 100 |
| ➤ Condition de non fragilité..... | 100 |
| ➤ L'espacement « e » | 100 |
| ❖ Armature de répartition..... | 101 |
| ➤ L'espacement « e » | 101 |
| ❖ Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » | 101 |
| IV.5.3.2. Le ferrailage à ELS..... | 101 |
| IV.5.4. Vérification à ELS..... | 101 |
| IV.5.4.1. Vérification des contraintes..... | 101 |
| • La contrainte de béton..... | 102 |
| • La contrainte de l'acier..... | 102 |
| IV.5.4.2. La vérification de la flèche..... | 102 |
| IV.5.5. Schéma de ferrailage..... | 104 |

CHAPITRE V : ETUDE SISMIQUE

| | |
|--|-----|
| V.1. INTRODUCTION..... | 105 |
| V.1.1. Présentation du logiciel ROBOT (version 2018) | 105 |
| V.2. OBJECTIF DE L'ETUDE SISMIQUE..... | 106 |
| V.3. MÉTHODES DE CALCUL..... | 106 |

| | |
|---|------------|
| V.3.1. Méthode statique équivalente..... | 106 |
| a) Conditions d'application..... | 106 |
| b) Méthode de modélisation..... | 107 |
| V.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale..... | 107 |
| V.3.2.1. Principe de la méthode..... | 107 |
| V.3.2.2. Modélisation..... | 107 |
| V.3.2.3. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale..... | 108 |
| V.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélogramme..... | 108 |
| V.3.3.1. Principe de la méthode..... | 108 |
| V.3.3.2. Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique..... | 108 |
| V.4. CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE SELON LEUR | |
| IMPORTANCE..... | 109 |
| a) Classification des zones sismiques..... | 109 |
| b) Classification de l'ouvrage selon son importance..... | 109 |
| c) Classification du site..... | 109 |
| V.5. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL..... | 109 |
| V.6. METHODE STATIQUE EQUIVALENTE..... | 109 |
| V.6.1. Calcul de la force sismique totale..... | 109 |
| V.6.1.1. Coefficient d'Accélération de Zone « A » | 110 |
| • V.6.1.2. Facteur d'amplification dynamique moyen « D » | 110 |
| • Calcule de facteur de correction d'amortissement η | 110 |
| • Pourcentage d'Amortissement Critique ξ | 111 |
| • Estimation de la période fondamentale de la structure..... | 111 |
| • Calcul facteur d'Amplification D..... | 112 |
| V.6.1.3. Coefficient de Comportement Global de la Structure « R » | 113 |
| V.6.1.4. Facteur de qualité « Q » | 114 |
| • Conditions minimales sur les files de contreventement..... | 115 |
| • Redondance en plan..... | 115 |
| • Régularité en plan..... | 115 |

| | |
|--|-----|
| • Régularité en élévation..... | 116 |
| • Contrôle de la qualité des matériaux..... | 116 |
| • Contrôle de la qualité de l'exécution..... | 116 |
| V.6.1.5. Poids totale de la structure « W » | 117 |
| ✓ Calcule de l'effort sismique totale « V » | 118 |
| V.7. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE..... | 118 |
| V.8. L'EFFORT TRANCHANT DE CHAQUE NIVEAU..... | 119 |
| V.9.VERIFICATION DES DEPLACEMENTS..... | 120 |
| V.10. JUSTIFICATION VIS A VIS DE L'EFFET(P- Δ) | 121 |
| V.11. VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT..... | 122 |
| V.12.VERIFICATION LE NOMBRE DE MODES A CONSIDERER..... | 123 |
| V.13.VERIFICATION DE LA PERIODE..... | 124 |
| V.14.LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BATIMENT..... | 126 |
| a) Centre de masse..... | 126 |
| b) Centre de torsion..... | 126 |
| ❖ Calcul de l'excentricité..... | 127 |
| V.15. VERIFICATION AU RENVERSEMENT..... | 126 |
| VI.16. CONCLUSION..... | 126 |
| CHAPITRES VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS | |
| VI.1. INTRODUCTION..... | 131 |
| VI.2. FERRAILLAGE DES POUTRES..... | 131 |
| VI.2.1. Recommandation du RPA 99/2003..... | 131 |
| a) Armatures longitudinales..... | 131 |
| b) Armatures transversales..... | 132 |

| | |
|--|------------|
| VI.2.2. Ferrailage des poutres..... | 132 |
| VI.2.2.1. Poutre principale..... | 132 |
| a) En travée..... | 132 |
| b) Sur appui..... | 133 |
| ❖ Calcul de la section minimale (A_{min})..... | 133 |
| ❖ Vérification pour les poutres principales..... | 134 |
| ❖ Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » | 135 |
| VI.2.2.1.2. Le ferrailage à ELS..... | 135 |
| a) En travée..... | 135 |
| b) En Appui..... | 135 |
| VI.2.2.1.3. Vérification à L'ELS..... | 135 |
| ❖ Vérification des contraintes..... | 135 |
| ❖ La vérification de la flèche..... | 141 |
| VI.2.2.1.4. Schéma de ferrailage..... | 136 |
| VI.2.2.2. Poutre secondaire..... | 137 |
| ❖ Condition de non fragilité..... | 137 |
| ❖ Armatures minimales..... | 137 |
| ❖ Armatures maximales..... | 137 |
| ❖ Calcul du ferrailage transversal..... | 137 |
| ❖ Calcul de l'espacement..... | 137 |
| ❖ Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » | 138 |
| VI.2.2.2.1. Le ferrailage à ELS..... | 138 |
| a) En travée..... | 138 |
| b) En Appui..... | 138 |
| VI.2.2.2.2. Vérification à L'ELS..... | 138 |
| ❖ Vérification des contraintes..... | 138 |
| ❖ La vérification de la flèche..... | 139 |
| VI.2.2.2.3. Schéma de ferrailage..... | 139 |
| VI.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX..... | 140 |

| | |
|---|------------|
| VI.3.1. Les recommandations du RPA 99/2003..... | 140 |
| a) Coffrage..... | 140 |
| b) Les armatures longitudinales..... | 140 |
| c) Les armatures transversales..... | 141 |
| VI.3.2. Sollicitation de calcul..... | 142 |
| a) Armatures longitudinales..... | 142 |
| b) Armatures transversales..... | 144 |
| VI.3.3. Vérifications..... | 146 |
| a) Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme..... | 146 |
| b) Vérification aux sollicitations tangentielles..... | 146 |
| VI.3.4. Schéma de ferrailage..... | 147 |
| VI.4. FERRAILLAGE DES VOILES..... | 148 |
| VI.4.1. Recommandations de la RPA99 V 2003..... | 148 |
| VI.4.2. Le ferrailage des voiles de sens longitudinales..... | 150 |
| VI.4.2.1. Armatures verticales..... | 151 |
| VI.4.2.2.les ferrailage horizontal..... | 154 |
| ❖ Vérification des voiles à l'effort tranchant..... | 154 |
| ❖ Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant..... | 154 |
| VI.4.3. Schéma de Ferrailage..... | 155 |
| VI.4.3. Le ferrailage des voiles de sens transversal..... | 156 |
| VI.4.3.1. Le ferrailage vertical..... | 156 |
| VI.4.3.2.les ferrailage horizontal..... | 159 |
| ❖ Vérification des voiles à l'effort tranchant..... | 159 |
| ❖ Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant..... | 159 |
| VI.4.3.3. Schéma de Ferrailage..... | 160 |

CHAPITRES VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

| | |
|-------------------------|-----|
| V.II. INTRODUCTION..... | 161 |
|-------------------------|-----|

| | |
|--|-----|
| VII.2. CHOIX DE TYPE DE FONDATION | 161 |
| VII.2.1. Vérification de semelle isolée..... | 161 |
| VII.2.2. Vérification de la semelle filante..... | 162 |
| VII.3. Calcul de la semelle filante croisée..... | 163 |
| VII.3.1. Le Prédimensionnement..... | 164 |
| ➤ Calcul de la largeur de la semelle..... | 164 |
| ➤ Calcul La hauteur de la semelle..... | 165 |
| ➤ Hauteur de la poutre de redressement..... | 165 |
| VII.3.2. Vérification de la semelle vis-à-vis la rigidité..... | 166 |
| VII.3.3. Calcul de ferrailage..... | 166 |
| ➤ Calcul des contraintes..... | 166 |
| VII.3.3.1. Ferrailage de la semelle..... | 167 |
| ➤ Calcul des armatures principales..... | 167 |
| ➤ Les armatures de répartition..... | 167 |
| VII.3.3.2. Ferrailage de la poutre de redressement..... | 168 |
| ✓ Calcul des sollicitations..... | 168 |
| ✓ Vérification à L'ELS..... | 171 |
| ✓ Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » | 171 |
| ✓ Vérification au poinçonnement..... | 172 |
| VII.3.3.3. Schéma de ferrailage..... | 172 |
| VII.3.4. L'étude des longrines..... | 173 |
| VII.3.4.1. Prédimensionnement..... | 173 |
| VII.3.4.2. Ferrailage de la longrine..... | 173 |
| VII.3.4.3. Schéma de ferrailage..... | 174 |
| VII.4. LE VOILE PERIPHERIQUE..... | 174 |
| VII.4.1. Dimensionnement..... | 174 |
| VII.4.2. Détermination des sollicitations..... | 174 |
| VII.4.3. Calcul du ferrailage vertical..... | 175 |
| ➤ Condition exigée par le RPA99/version 2003..... | 176 |

| | |
|---|-----|
| ➤ Condition de non fragilité..... | 176 |
| VII.4.4. Calcul du ferrailage horizontal..... | 177 |
| VII.4.5. Schéma de Ferrailage..... | 178 |
| VI.5. Conclusion..... | 178 |

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

| | |
|---|----|
| Tableau.II.1 : Limite élastique en fonction du type d'acier..... | 16 |
| Tableau.II.2 : Limite élastique en fonction du type de Treillis soudés..... | 17 |
| Tableau.II.3 : Caractéristiques de béton armé utilisé..... | 22 |

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

| | |
|--|----|
| Tableau.III.1 : évaluation de charge de l'acrotère..... | 30 |
| Tableau.III.2 : Charge permanente de terrasse à corps creux..... | 34 |
| Tableau. III.3: Charge permanente et d'exploitation d'étage courant à corps creux..... | 35 |
| Tableau.III.4 : Charge permanente et d'exploitation de balcon..... | 35 |
| Tableau. III.5: Charge permanente de cloisons extérieures..... | 36 |
| Tableau. III.6: Charge permanente et d'exploitation de la paillasse..... | 36 |
| Tableau. III.7: Charge permanente et d'exploitation de palier de repos..... | 36 |
| Tableau. III.8: Descende des charges poteau d'intermédiaire..... | 39 |
| Tableau. III.9: Descende des charges poteau d'angle | 42 |
| Tableau.III.10 : Descende des charges poteau de rive | 45 |
| Tableau.III.11 : Tableau récapitulative | 48 |

CHAPITRE IV : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

| | |
|--|-----|
| Tableau.IV.1 : Les combinaisons des charges de l'escalier..... | 57 |
| Tableau.IV.2 : Détermination des sollicitations | 58 |
| Tableau.IV.3 : Les Résultats de ferrailage en travée de la poutre palière à ELS..... | 73 |
| Tableau.IV.4 : Les Résultats de ferrailage en appui de la poutre palière à ELS..... | 73 |
| Tableau.IV.5 : Les combinaisons d'action..... | 79 |
| Tableau.IV.6 : Tableau récapitulatif des résultats..... | 89 |
| Tableau.IV.7 : Vérification des contraintes à l'ELS..... | 90 |
| Tableau.IV.8 : Tableau récapitulatif des résultats..... | 95 |
| Tableau.IV.9 : Vérification des contraintes à l'ELS..... | 95 |
| Tableau.IV.10 : Les Résultats de ferrailage de balcon à l'ELS..... | 101 |

CHAPITRE V : ETUDE SISMIQUE

| | |
|---|-----|
| Tableau.V.1: Coefficient d'Accélération de Zone A..... | 110 |
| Tableau.V.2 : Valeurs de ξ (%) | 111 |
| Tableau.V.3 : Valeurs du coefficient CT..... | 112 |
| Tableau.V.4 : valeurs du coefficient de comportement R..... | 113 |
| Tableau.V.5 : valeurs des pénalités P_q | 116 |
| Tableau.V.6 : Valeurs du coefficient de pondération β | 117 |
| Tableau.V.7 : Les poids des différents niveaux..... | 118 |
| Tableau.V.8 : Vérification de l'effort tranchant à la base..... | 119 |
| Tableau.V.9 : La force sismique de chaque niveau | 119 |
| Tableau.V.10 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau selon les deux sens..... | 120 |
| Tableau.V.11 : Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens xx..... | 121 |
| Tableau.V.12 : Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens yy..... | 122 |
| Tableau.V.13 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux..... | 122 |
| Tableau.V.14 : La Résultat de Nombre de modes trouvées par le ROBOT | 124 |
| Tableau.V.15 : Les valeurs de Centre de masse et de torsion..... | 127 |
| Tableau.V.16 : Les résultats de l'excentricité | 127 |
| Tableau.V.17 : Les résultats de Vérification au renversement (sens xx) | 128 |
| Tableau.V.18 : Les résultats de Vérification au renversement (sens yy) | 129 |
| Tableau.V.19 : Vérification au renversement (sens xx) | 129 |
| Tableau.V.20 Vérification au renversement (sens yy) | 129 |

CHAPITRES VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

| | |
|--|-----|
| Tableau.VI.1 : Sollicitations de la poutre principale | 132 |
| Tableau.VI.2 : Les Résultats de ferrailage des poutres principales à ELU | 134 |
| Tableau.VI.3 : Les Résultats de ferrailage en travée des poutres principales à ELS..... | 135 |
| Tableau.VI.4 Les Résultats du ferrailage en appui des poutres principales à ELS | 135 |
| Tableau.VI.5 : Vérification des contraintes à ELS..... | 135 |
| Tableau.VI.6 : La vérification de la flèche..... | 136 |
| Tableau.VI.7 : Ferrailage de la poutre secondaire..... | 137 |
| Tableau.VI.8 : Les Résultats de ferrailage en travée des poutres secondaires à ELS | 138 |

| | |
|---|-----|
| Tableau.VI.9 : Les Résultats du ferrailage en appui des poutres secondaires à ELS | 138 |
| Tableau.VI.10 : Vérification des contraintes à ELS | 138 |
| Tableau.VI.11 : La vérification de la flèche | 139 |
| Tableau.VI.12 : Armatures longitudinales minimales et maximales Selon le RPA dans les poteaux..... | 141 |
| Tableau.VI.13 : Sollicitations dans les poteaux..... | 142 |
| Tableau.VI.14 : Sections des armatures longitudinales | 144 |
| Tableau.VI.15 Sections des armatures longitudinales adoptées | 144 |
| Tableau.VI.16 Sections des armatures transversales..... | 145 |
| Tableau.VI.17 Vérification aux sollicitations tangentielles | 147 |

CHAPITRES VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

| | |
|---|-----|
| Tableau.VII.1 : Dimensionnement des semelles sous poteaux..... | 162 |
| Tableau.VII.2 : Dimensionnement des semelles sous voiles..... | 163 |
| Tableau.VII.3 : Les sollicitations..... | 164 |
| Tableau.VII.4 Résultats Récapitulatives..... | 165 |
| Tableau.VII.5 : Vérification de rigidité de la semelle | 166 |

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

| | |
|--|----|
| Figure.I.1 : Situation géographique de notre ouvrage | 4 |
| Figure.I.2 : Vue en plan du rez-de-chaussée..... | 5 |
| Figure.I.3 : Vue en plan d'étage courant (1eme, 2eme et 3eme étage) | 6 |
| Figure.I.4 : Vue en plan d'étage courant (4eme et 5eme étage et 6eme étage) | 6 |
| Figure.I.5 : Plan d'étage courant (6emeétage) | 7 |
| Figure.I.6 Dimensions en élévation du bâtiment | 8 |
| Figure.I.7 : Façade principale | 9 |
| Figure.I.8 : Façade postérieure | 10 |

CHAPITRE II : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

| | |
|--|----|
| Figure.II.1 : Diagramme contraintes-déformations du béton | 15 |
| Figure.II.2 : diagramme contrainte - déformation | 17 |
| Figure.II.3 : Règle de trois pivots..... | 19 |

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

| | |
|---|----|
| Figure.III.1 : Planchers à corps creux..... | 24 |
| Figure.III.2 : Schéma des poutrelles..... | 25 |
| Figure.III.3 : Les composants de l'escalier..... | 27 |
| Figure.III.4 : Coupe en élévation d'escalier..... | 28 |
| Figure.III.5 : Dimensions de l'acrotère | 29 |
| Figure. III.6 : La section de poutre principale | 31 |
| Figure.III.7 : La section de poutre secondaire | 31 |
| Figure.III.8 : Coupe de voile en élévation..... | 32 |
| Figure.III.9 : Hauteur libre d'étage | 33 |
| Figure. III.10 : Plancher à corps creux de terrasse | 34 |
| Figure.III.11 : Plancher à corps creux étage courant | 35 |
| Figure.III.12 : Poteau d'intermédiaire..... | 38 |

| | |
|---|----|
| Figure. III.13: Poteau d'angle | 41 |
| Figure.III.14 : poteau de rive | 44 |

CHAPITRE IV : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

| | |
|--|-----|
| Figure.IV.1 : Modèle de calcul de l'acrotère..... | 49 |
| Figure.IV.2 : La section équivalente de calcul de l'acrotère | 52 |
| Figure.IV.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère..... | 56 |
| Figure.IV.4 : Vue en plan d'escalier | 57 |
| Figure.IV.5 : Schéma statique d'escaliers | 57 |
| Figure.IV.6 : La charge équivalente..... | 57 |
| Figure.IV.7 : Diagramme des moments et des efforts tranchants en E.L.U..... | 58 |
| Figure.IV.8 : Diagramme des moments et des efforts tranchants en E.L.S..... | 59 |
| Figure.IV.9 : La section équivalente de calcul d'escalier..... | 59 |
| Figure.IV.10 : La poutre de palière..... | 69 |
| Figure.IV.11 : Schéma de ferrailage de poutre palière..... | 77 |
| Figure.IV.12 : Schéma de ferrailage d'escalier | 78 |
| Figure.IV.13 : Evaluation des efforts tranchants..... | 81 |
| Figure.IV.14 : Evaluation des moments et efforts tranchants..... | 83 |
| Figure.IV.15 : Evaluation des moments et efforts tranchants | 85 |
| Figure.IV.16 : Evaluation des moments et efforts tranchants..... | 86 |
| Figure.IV.17 : Evaluation des moments et efforts tranchants | 87 |
| Figure.IV.18 : Schéma de Ferrailage de nervure (16+4) | 98 |
| Figure.IV.19 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression..... | 98 |
| Figure.IV.20 : Schéma statique de balcon | 99 |
| Figure.IV.21 : Schéma de ferrailage du balcon..... | 104 |

CHAPITRE V : ETUDE SISMIQUE

| | |
|---|-----|
| Figure V.1 : translation de bâtiment selon l'axe X..... | 124 |
| Figure V.2 : translation de bâtiment selon l'axe Y..... | 125 |
| Figure V.3 : rotation de bâtiment autour de l'axe Z..... | 125 |

CHAPITRES VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

| | |
|---|-----|
| Figure.VI.1 : Schéma de ferrailage de La poutre principal..... | 136 |
| Figure.VI.2 : Schéma de ferrailage de La poutre Secondaire. | 139 |
| Figure.VI.3 : La zone nodale | 141 |
| Figure.VI.4 : Schéma de ferrailage des poteaux RDC ,1er et 2eme étage..... | 147 |
| Figure.VI.5 : Schéma de ferrailage des 3eme,4eme,5eme et 6eme..... | 147 |
| Figure.VI.6 : Schéma de disposition des voiles. | 148 |
| Figure.VI.7 : Schéma de distribution des contraintes (Voile longitudinale) | 151 |
| Figure.VI.8 : Schéma de disposition des excentricités. | 152 |
| Figure.VI.9 : Schéma de ferrailage de Voile longitudinale..... | 155 |
| Figure.VI.10 : Schéma de distribution des contraintes (Voile transversale). | 156 |
| Figure.VI.11 : Schéma de disposition des excentricités. | 157 |
| Figure.VI.12 : Schéma de ferrailage de Voile longitudinale. | 160 |

CHAPITRES VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

| | |
|--|-----|
| Figure.VII.1 Schéma de ferrailage de semelle filante..... | 167 |
| Figure.VII.2 : la distribution des charges ponctuelle sur la poutre | 168 |
| Figure.VII.3 Coupe de la semelle filante | 168 |
| Figure.VII.4 : La semelle filante | 172 |
| Figure.VII.5 : Schéma de ferrailage de fondation | 172 |
| Figure.VII.6 : Schéma de ferrailage de La longrine | 174 |
| Figure.VII.7 : la poussée des terres sur le voile périphérique | 175 |
| Figure.VII.8 : Schéma de ferrailage du voile périphérique | 178 |

الملخص:

ان الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة من الخرسانة المسلحة ذات ستة طوابق (R+6) يعتزم اقامتها في بلدية فرجيو وولاية ميلة المصنفة في المنطقة الزلزالية (IIa) .

مقاومة البناية محققة بواسطة نظام تدعيم مختلط (أعمدة وعارضات + جدران) مسلحة وقد تم التصميم وفقا لقوانين ومعايير البناء المعتمدة في الجزائر (RPA99version2003, CBA93, BAEL91, DTR B C 2 .2) , مع دراسة تقنية اقتصادية لنظام التدعيم باعتماد عدة وضعيات للجدران المسلحة .

الدراسة الديناميكية تمت بواسطة برنامج (ROBOT. Version.2018) وفي الأخير تمت دراسة البنية التحتية وذلك بحساب الاساسات.

Résumé :

Le but de ce travail est l'étude d'une structure en béton armé (R+6) qui devrait être implantée à la commune de FERDJIOUA dans la wilaya de MILA qui est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 Version 2003. La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portiques voiles). La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (DTR B C2 .2, RPA99version2003, CBA93, BAEL91) avec une étude technico-économique du contreventement par l'adoption de plusieurs dispositions des voiles. L'étude dynamique a été faite sur le logiciel ROBOT version 2018. Finalement, l'étude de l'infrastructure du bâtiment a été faite par le calcul des fondations.

Abstract:

This study aims at the analysis of a reinforced concrete structure with six floors, which is meant to be established in FERDJIOUA in the Wilaya of MILA. The resistance of the building is ensured by a mixed brace system (frame + shells). The conception has been done according to construction laws applied in Algeria (DTR B C 2 .2, RPA99 version 2003, CBA93, BAEL91) with a technical economical study of the brace system through the use of different dispositions of shells. As regards the dynamic analysis, it has been done by the use of ROBOT Version.2018. Finally, the substructure has been analyzed by calculating the foundation.

I. INTRODUCTION:

Le Génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage liés au sol, ces activités se partagent en deux grandes catégories :

- Les bâtiments : ouvrages abritant des individus ou des biens
- Les Travaux Publics : ouvrages de construction d'utilité générale

Au sens large, tout objet fabriqué dans le but de transmettre les charges qui lui sont imposée sans subir des déformations importantes est une structure. Pour l'ingénieur civil il s'agit principalement de bâtiments, tours, murs ponts, barrages, arches, câbles, etc.... Les ouvrages du bâtiment sont des ensembles limités et clos. Ils doivent protéger le milieu intérieur et corriger des agressions du milieu extérieur

La conception et la construction d'une structure sont des processus dans lesquels interviennent plusieurs catégories de personnes dont principalement le client, l'architecte et l'ingénieur civil. Ce dernier est appelé pour concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante de manière à sauver les vies humaines et limiter les dégâts matériels qui sont dus aux dommages subis par les structures .

Ce travail consiste à l'étude d'un bâtiment (**R+6**) à usage d'habitation qui sera implanté à la ville de « **FERDJIOUA** » région correspondant à la zone (IIa), selon le dernier Règlements Parasismiques Algériens **RPA 99 version 2003[1]**., Certains calculs sont effectués avec le logiciel ROBOT et les autres calculs ont été faits manuellement, et les dessins de coffrage et ferrailage ont été réalisés avec le logiciel AUTOCAD.

Le travail est subdivisé en sept chapitres Pour ce faire, nous avons considéré Les étapes générales suivantes :

- La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition de ces différents éléments et le choix de matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le prédimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les planchers et les balcons).
- La quatrième étape sera L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse un modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul ROBOT, l'étude dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique.
- La cinquième étape sera le calcul le ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) pour évaluer les quantités des matériaux nécessaires (béton et acier).
- La dernière étape sera l'étude de l'infrastructure du bâtiment (voile périphérique, fondation).

Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé **CBA 93[2]**, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites **BAEL 91[3]**, et aux règles parasismiques **RPA 99 version 2003**.

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE

L'OUVRAGE

I.1. INTRODUCTION :

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels; structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- L'usage.
- La résistance et la stabilité.
- Les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques.
- Les conditions économiques.

Le présent travail a pour objet l'étude d'une structure (R+6). un RDC et 06 étage à usage d'habitations.

Ce travail consiste en l'étude d'un bâtiment en béton armé. Tous les calculs sont effectués conformément aux règlements en vigueur, à savoir :

- **BAEL 91 modifié 99** et **CBA93**.
- **RPA99 version 2003**.

I.2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE :

Le projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistance d'un bâtiment R+6 à usage d'habitation constitué de :

- ✓ rez-de-chaussée(RDC) et 6 étages à usage d'habitation.

Cet ouvrage, est implanté à FERDJIOUA willaya de MILA classé selon le RPA 99 version 2003 comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

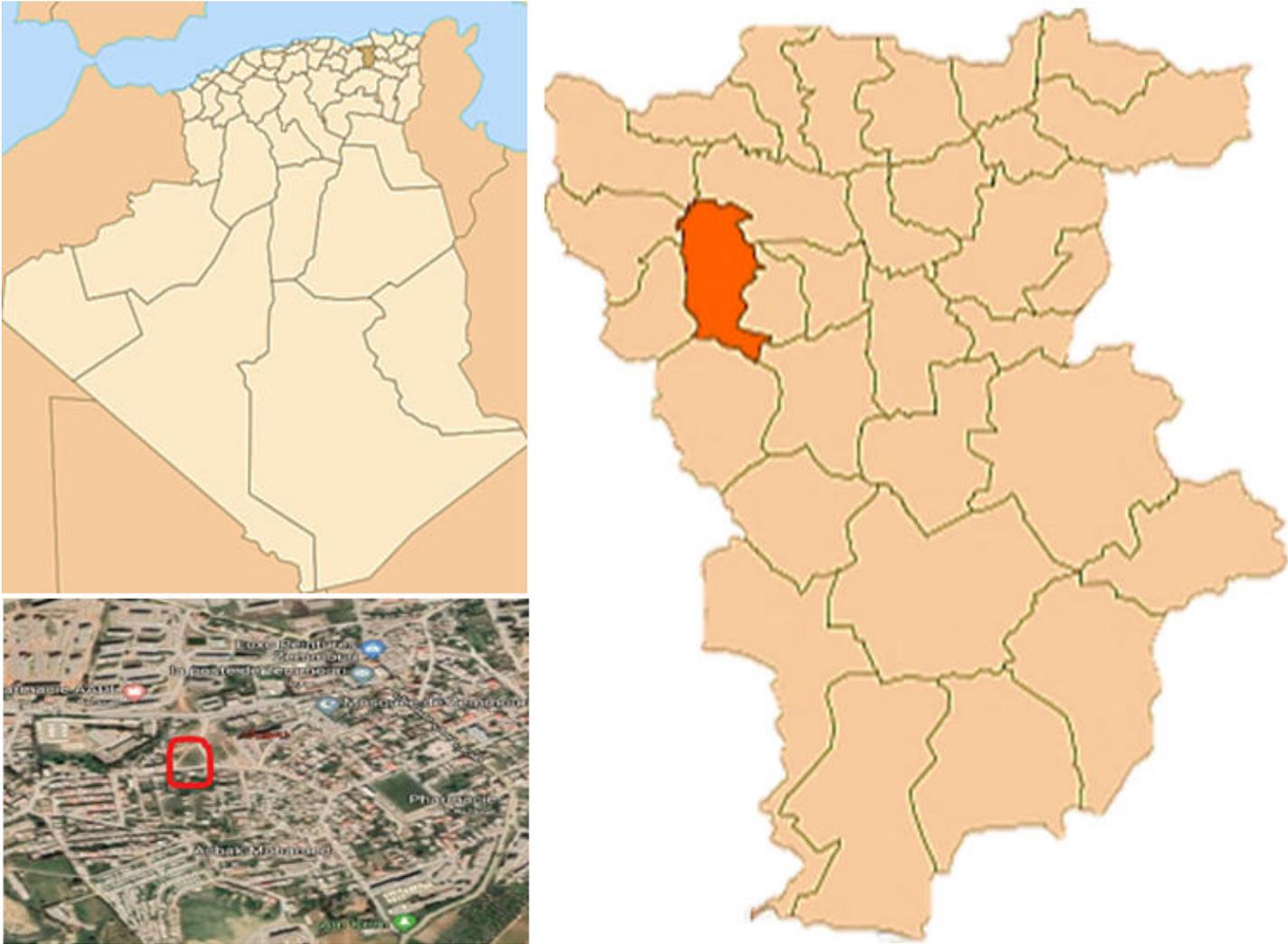


Figure.I.1: Situation géographique de notre ouvrage.

I.2.1. Dimensions en plan :

En plan le bâtiment a une forme rectangulaire avec une largeur de 10.40 m et une longueur de 17.80 m (Figure I.2.et Figure I.3 , Figure I.4, Figure I.5)

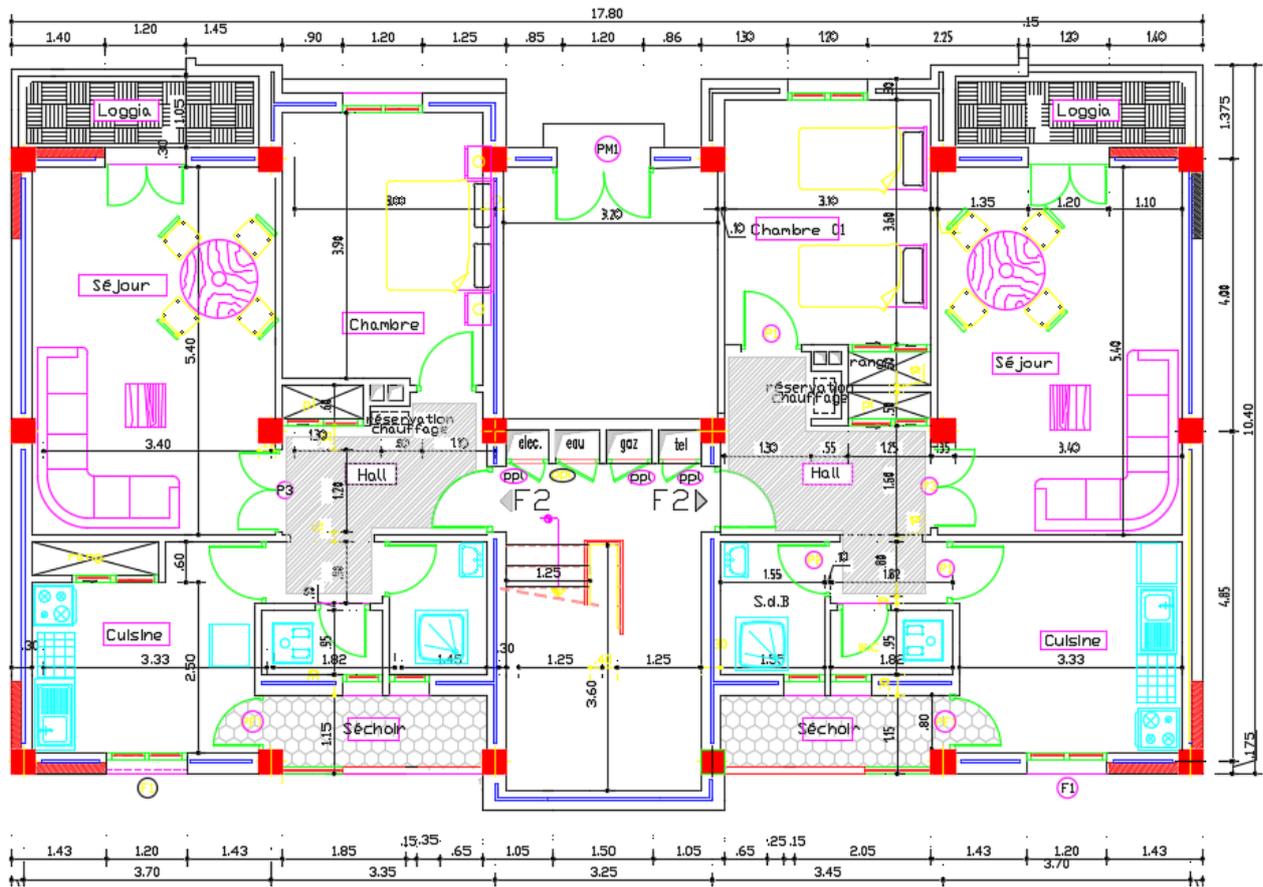


Figure.I.2: Vue en plan du rez-de-chaussée .

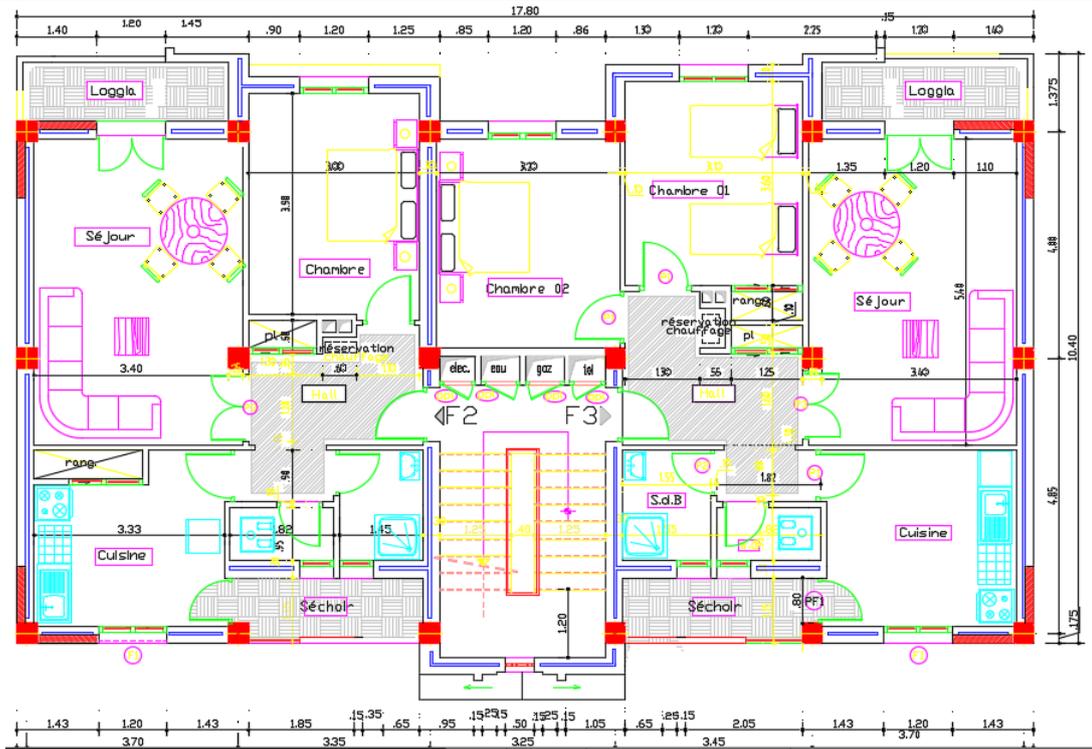


Figure.I.3: Vue en plan d'étage courant (1^{eme}, 2^{eme} et 3^{eme} étage).

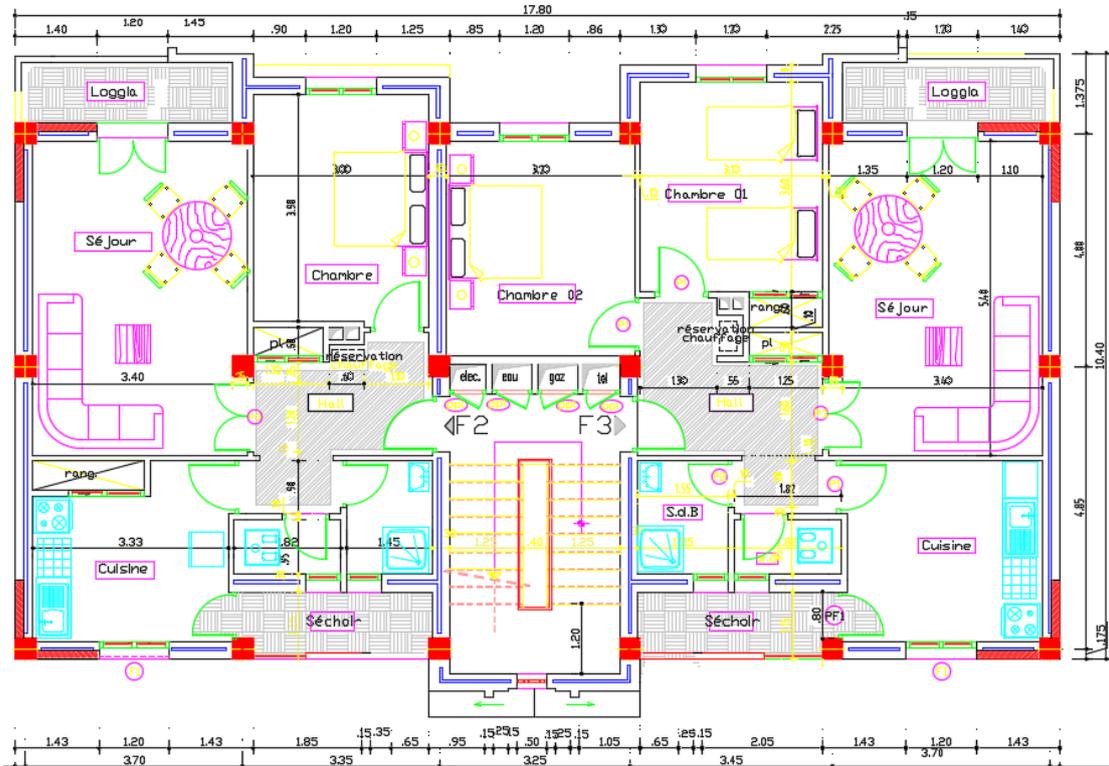


Figure.I.4: Vue en plan d'étage courant (4^{eme} et 5^{eme} étage).

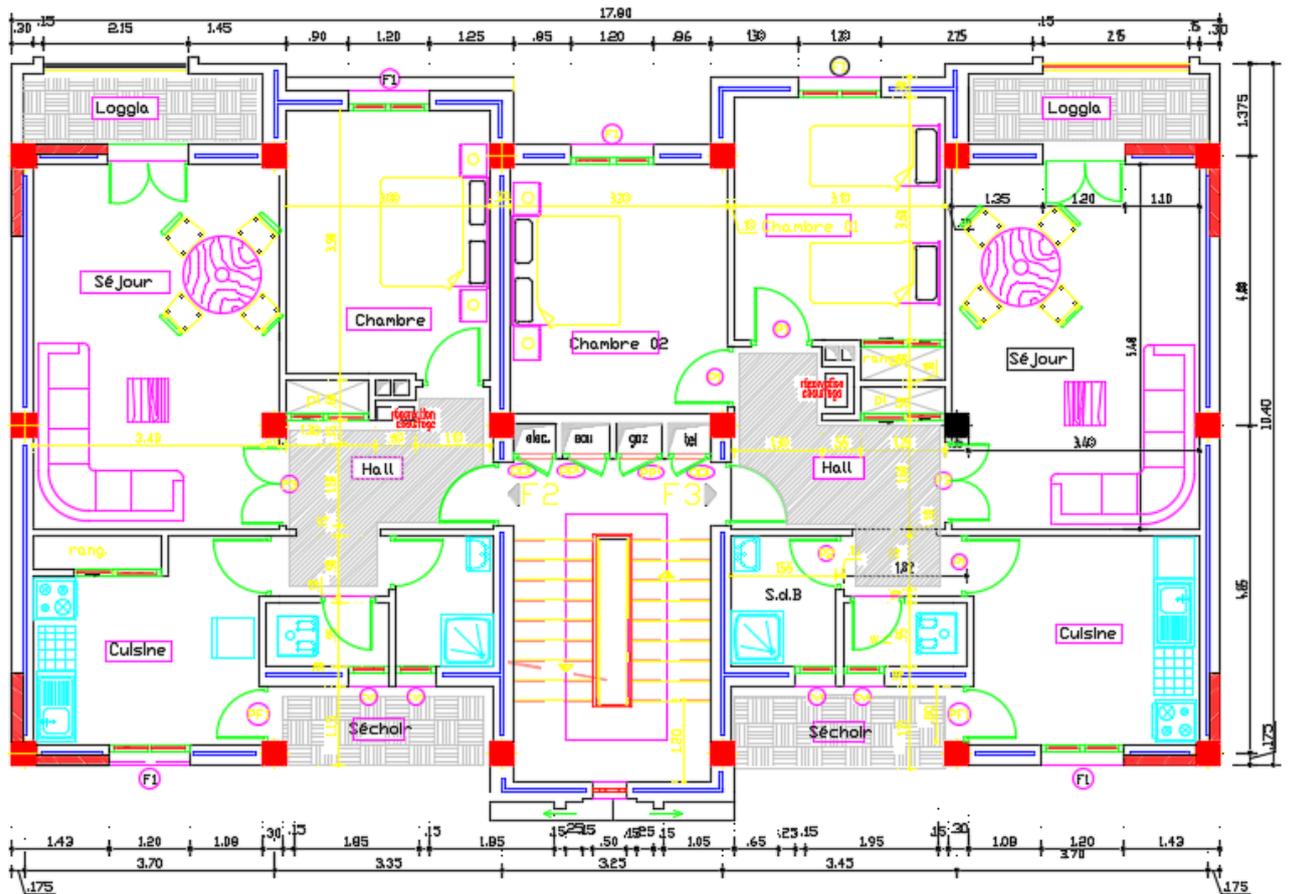


Figure I.5 : Plan d'étage courant (6^{ème} étage).

I.2.2. Dimensions en élévation

En élévation le bâtiment a une hauteur totale de 22.44 m avec une hauteur d'étage de 3,06 m. (Fig. I.6).

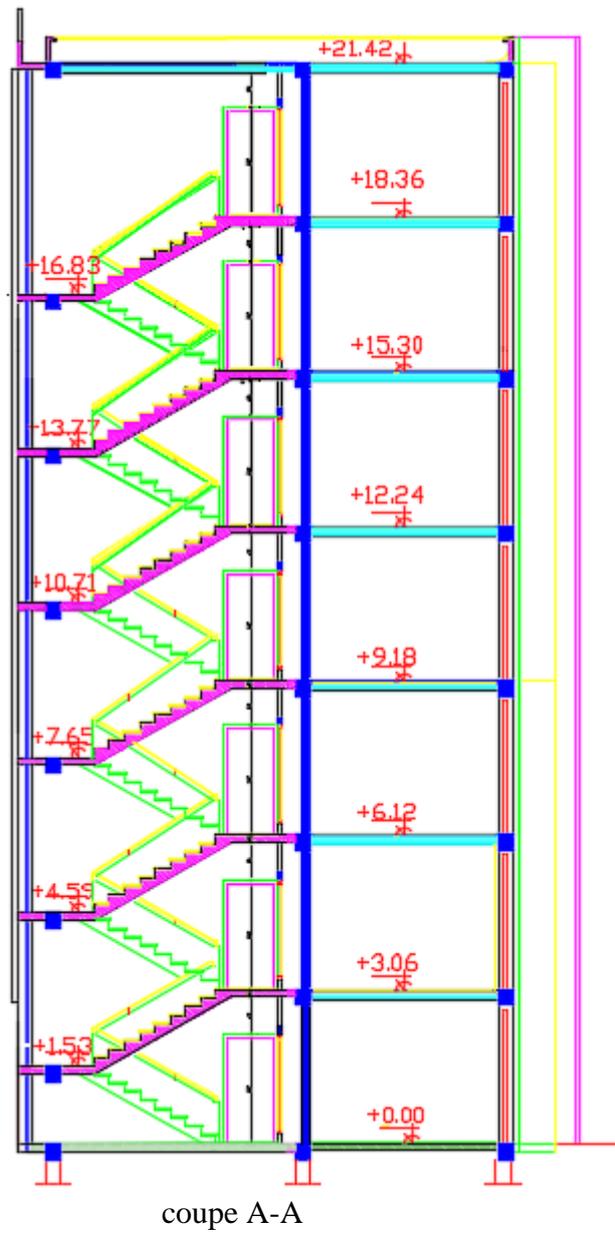


Figure.I.6: Dimensions en élévation du bâtiment.

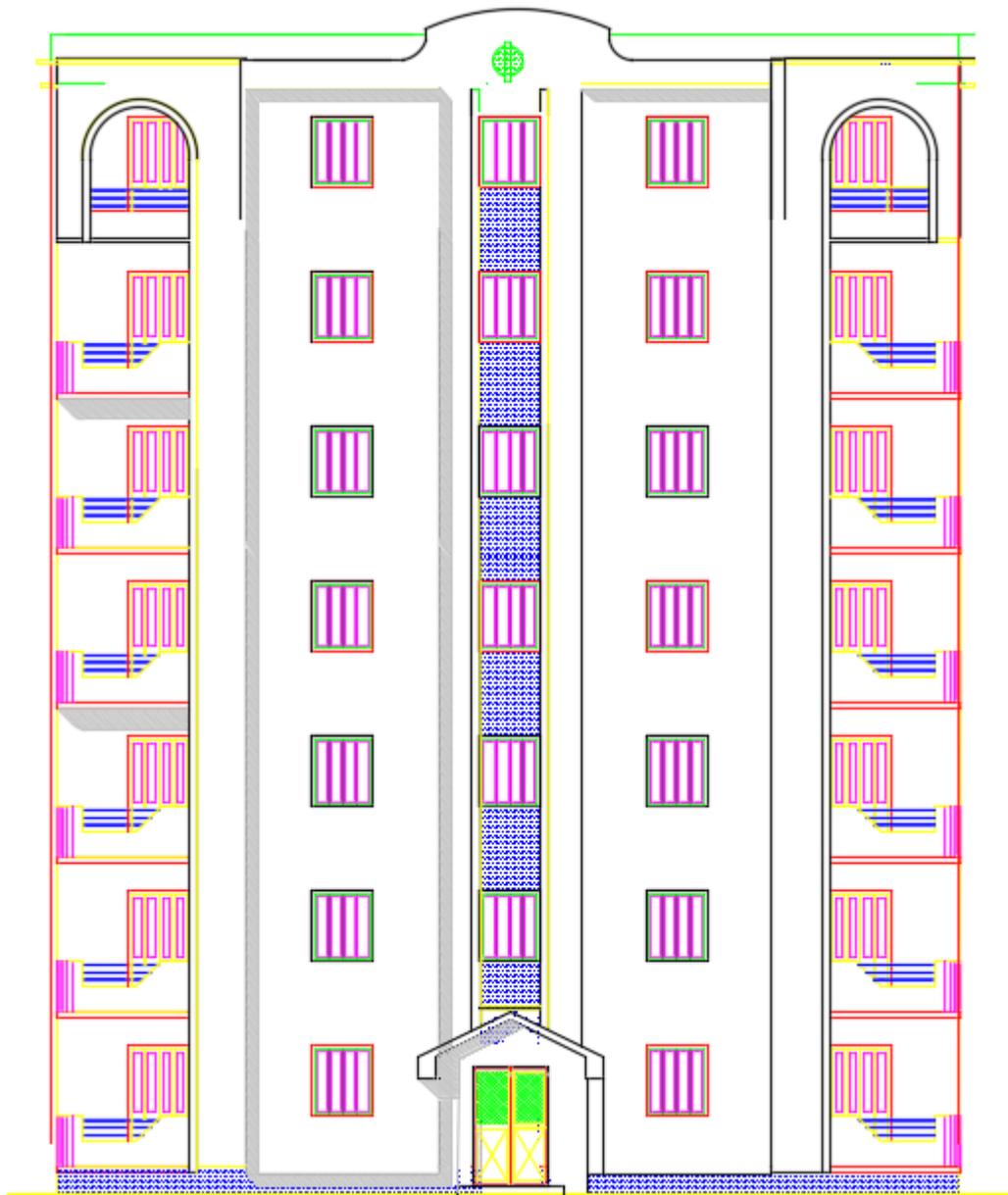


Figure I.7 : Façade principale.

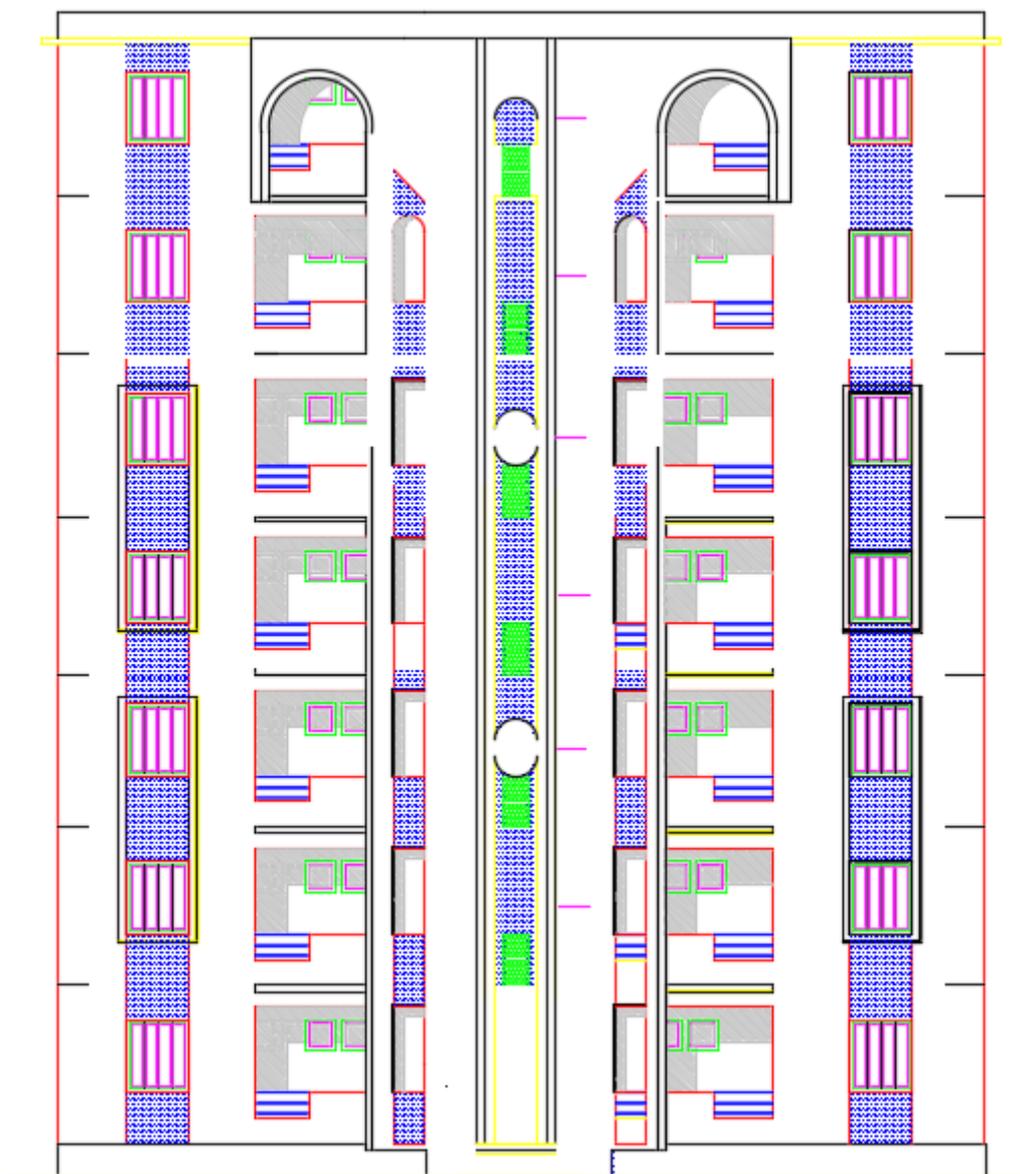


Figure I.8 : Façade postérieure

I.3. LES ELEMENTS DE L'OUVRAGE:

I.3.1. Les planchers :

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux qui ont deux fonctions principales qui sont la séparation des différents niveaux et de reprendre les différentes charges et surcharges, dans notre projet on a opté pour (02) deux types de plancher :

- Plancher en corps creux « 16+4 cm » pour le rez de chaussée et les différents étages (6 étages)
- Plancher dalle pleine pour le balcon

I.3.2. La maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

a. Murs extérieurs : constitués d'une double paroi en briques (10 cm et 15 cm d'épaisseur) séparées par une l'âme d'air de 5 cm d'épaisseur (10+5+10).

b. Murs intérieurs : constitués par une seule paroi de briques creuses de 10 cm d'épaisseur

I.3.3. Terrasse :

La terrasse est inaccessible, et l'étanchéité du plancher terrasse est assuré par une forme de pente et système en multicouches.

I.3.4. Revêtements :

a. Terrasse

- Protection gravillon.
- Etanchéité multicouche.
- Forme de pente.
- Isolation thermique.
- Enduit en plâtre.

b. Étage courant

- Carrelage.
- Mortier de pose.
- Lit de sable.
- Enduit en plâtre.

c. Murs extérieurs (double paroi)

Enduit en ciment de 2cm à l'intérieur et à l'extérieur.

I.3.5. Escaliers :

La structure comporte un cage d'escalier. RDC au 6^{ème} étage qu' est composé de deux volées et un palier.

I.3.6. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm d'auteur et de 15 cm d'épaisseur

Le but de l'acrotère a pour l'évacuation des eaux pluviales et donner la sécurité.

I.3.7. Ossature contreventée :

Le bâtiment est constitué par des portiques auto stables en béton armé et des voiles suivant les deux sens. 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'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.4. REGLES DE CALCUL :

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

- ✓ Régles Parasismique Algérienne (**RPA99 version 2003 ; DTR-BC.2.48**).
- ✓ Charges permanentes et charges d'exploitations (**DTR-BC.2.2**).
- ✓ Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé suivant la Méthode des États Limites (**BAEL 91**).
- ✓ Initiation au Béton Armé (**Règles BAEL91**).

I.5. METHODOLOGIE DE CALCUL :

La méthodologie adoptée s'articule autour des points suivants :

- ✓ Etablissement d'un modèle numérique de calcul tridimensionnel en élément finis de la structure par le logiciel **ROBOT**.
- ✓ Définition des différentes charges statiques **G** et **Q**.
- ✓ Définition des charges statiques et dynamiques **Ex**, **Ey**.
- ✓ Calculs et vérifications selon le **BAEL91** et le **RPA99 version2003**.

CHAPITRE II :

CARACTERISTIQUES

DES MATERIAUX

II.1. INTRODUCTION :

Le béton armé se compose de béton et d'armatures. La présence des armatures est indispensable pour reprendre les charges horizontales mais aussi les efforts de traction et cisaillement vu que le béton a une faible résistance vis-à-vis de ce genre de sollicitation contrairement à sa résistance à la compression. Donc l'association de ces deux matériaux résulte en un matériau composite dans lequel chacun répond au mieux aux sollicitations auxquelles il est soumis.

II.2. LE BETON :

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable), les adjuvants et de l'eau.

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés. Le ciment utilisé est le CPA 325 avec un dosage de 350 kg/m³.

La résistance du béton dépend d'un grand nombre de paramètres : le type et le dosage des matériaux utilisés, le degré et la condition de réalisation etc.

Par exemple Pour 1m³ il nous faut :

- ❖ 350 kg du ciment (CPA-325, CRS).
- ❖ 400 litres de sable « $D \leq 5\text{mm}$ ».
- ❖ 800 litres de gravier « $10\text{mm} \leq D \leq 30\text{mm}$ ».
- ❖ 180 litres de l'eau de gâchage.

Le béton ordinaire est constitué en générale de :

- ✓ Pâte pure : (Ciment, eau et air)
- ✓ Granulats : (Sable, gravillons)
- ✓ Produits d'addition éventuels (Adjuvants)

II.2.1. Résistance du béton :

a- Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur. Le plus souvent la résistance est mesurée à l'Age de 28 jours f_{c28} .

Selon les règles de CBA93 (Art A.2.1) la résistance du béton à la compression peut être estimée suivant la loi[2]:

$$j < 28 \text{ jours} \quad \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} & \text{pour } f \leq 40\text{MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} \times f_{c28} & \text{pour } f > 40\text{MPa} \end{cases}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{pour } j > 28 \text{ jour}$$

La réalisation du projet en étude fait normalement l'objet d'un contrôle régulier, Dans ce projet on adopte: $f_{c28}=25\text{MPa}$

b- Résistance du béton à la traction(CBA.93 Art A. 2.1.1.2) [2] :

Généralement le béton est un matériau travaillant bien en compression avec une mauvaise résistance à la traction , mais on a parfois besoin de connaître la résistance en traction. La résistance en traction à 28 jours est désignée par f_{t28}

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours désignée par f_{tj} est conventionnellement définie par la relation:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60\text{MPa}$$

$$f_{c28} = 25\text{MPa} \quad \text{donc } f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$$

C- Module de déformation longitudinale du béton(BAEL91.Art A.2.1. 21) [3].:

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{(f_{cj})} \quad \text{donc : } E_{ij} = 32164,2 \text{ MPA}$$

Les déformations différées du béton module de déformation différée (E_{vj}) correspondant à des charges de longue durée d'application (réglementairement plus de 24 heures) comprennent le retrait et le fluage. Le heures) est :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} \quad \text{donc : } E_{vj} \approx 10819 \text{ MPa}$$

d- Module de poisson :(Art A-2.1.3 BAEL91) [3] :

$\nu = 0.2$ Pour la justification aux ELS

$\nu = 0$ Pour la justification aux ELU

II.2.2. Contrainte limite du béton CBA93 (Art A.4.3):

II.2.2.1. Etat limite ultime :

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton Un diagramme conventionnel dit (parabole-rectangle)

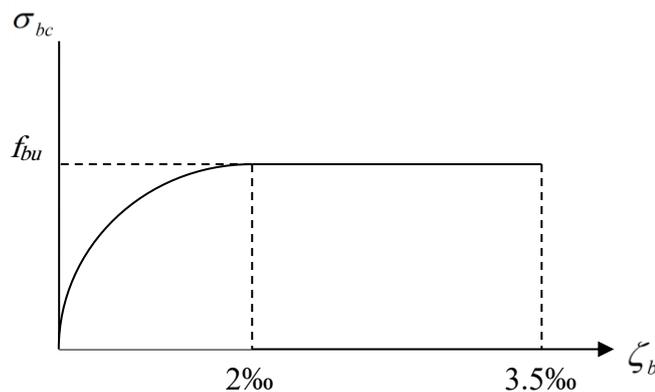


Figure II.1: Diagramme contraintes-déformations du béton .

La Contrainte ultime du béton en compression (Art A-4. 3.4 BAEL91) [3]:

$$f_{bu} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

- f_{bu} : contrainte limite ultime de compression.
- γ_b : coefficient de sécurité.
- $\gamma_b = 1,15$ « pour les situations accidentelles ». donc $f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$.
- $\gamma_b = 1.50$ « pour les situations durables ». donc : $f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$
- $0,85$: coefficient de minoration de la résistance du béton tenant compte de l'influence défavorable de la durée d'application de la charge et de la condition de bétonnage.
- θ : dépend de la durée d'application des charges.

- $\theta = 1$: lorsque la durée probable d'application des charges considérées est $>24h$
- $\theta = 0,9$: lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures.
- $\theta = 0,85$: lorsqu'elle est < 1 heure.

II.2.2.2.Etat limite de service CBA93 (Art A.4.5):

- Contrainte admissible de compression dans le béton CBA93 (Art A.4.5.2)[2]:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Contrainte ultime du béton au cisaillement : BAEL91 (A.5.1.2) [3]

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(\frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad \text{Si : la fissuration est non ou peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \quad \text{Si : la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

II.3.L'ACIER :

Les armatures pour béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface « barres lisses et a haute adhérence ». Ces aciers sont livrés en barres de 12m à 15m avec des diamètres qui varient de : « 6,8,10,12,14,16,20,25,32,40 ».

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité f_e :

a. **Aciers en barres:**

Tableau.II.1: Limite élastique en fonction du type d'acier.

| caractéristiques | Types d'acier | | | |
|---|----------------|------------|------------------------------|------------|
| | Doux et lisses | | A Haute Adhérence (symbol e) | |
| Dénomination | feE21 | feE23 | feE400 | feE500 |
| | 5 | 5 | | |
| limite élastique f_e en MPa | 215 | 235 | 400 | 500 |
| Resistance a la rupture σ_r en MPa | ≥ 330 | ≥ 410 | ≥ 480 | ≥ 550 |

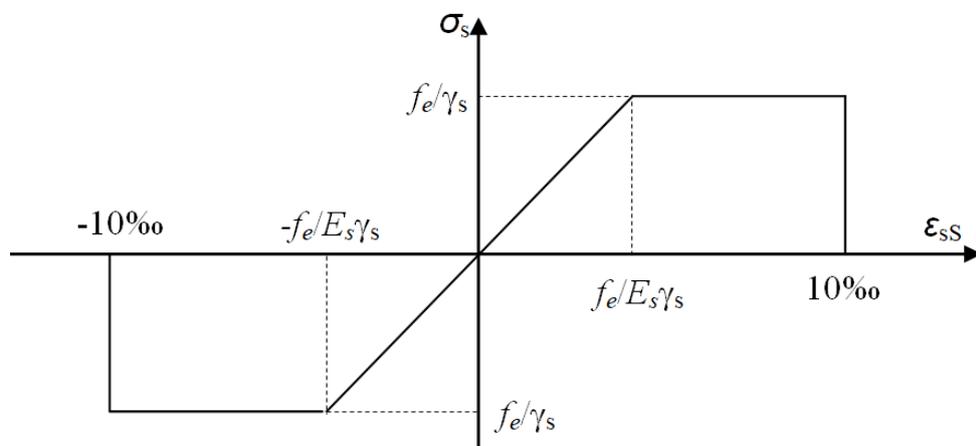
b. Treillis soudés:**Tableau. II.2:** Limite élastique en fonction du type de Treillis soudés .

| Caractéristiques | Types de treillis | |
|---|-----------------------|------------------------------------|
| | Lisses(symbol T.S.L.) | A Haute adérence (Symbole T.S.H.A) |
| limite élastique f_e en MPa | 500(tous diamètres) | 500(tous diamètres) |
| Resistance a la rupture σ_r en MPa | 550 | 550 |
| Allongement à la rupture | 8% | 8% |

Dans notre projet on utilise l'acier **Fe E400**

- Les caractéristiques des aciers utiles pour la justification d'une section sont:(**Art A-2.2.1 BAEI91**) [3] :

- La limite d'élasticité « f_e ».
- Le diagramme « contraintes-déformations ».

**Figure. II.2:** diagramme contrainte – déformation

Ce diagramme se compose :

- De la loi de « Hook » de pente $E_s=200000\text{MPa}$ « module d'élasticité longitudinale ».
- D'un palier horizontal d'ordonnée : f_e/γ_s

II.3.1. Contrainte limite de calcul :

- à L'E.L.U : On a : $\sigma_s = f_e / \gamma_s$.

f_e : Limite d'élasticité.

γ_s : Coefficient de sécurité .

γ_s : 1,15 dans les cas courants .

γ_s : 1,10 dans les cas accidentels .

- à L'E.L.S :

La contrainte de traction des armatures est limitée à certaines valeurs dans différent cas :

- Fissuration peu nuisible (Art A-4.5.32 BAEL91) [3] :

Aucune vérification n'est requise.

$$\overline{\sigma}_s = f_e$$

- Fissuration préjudiciable (Art A-4.5.33 BAEL91) [3]:

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

- Fissuration très préjudiciable (Art A-4.5.34 BAEL91) [3] :

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

Avec n: Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour les hautes adhérences.

II.3.2. L'allongement relatif de l'acier :

On a : $\varepsilon_s = (f_e / \gamma_s) / E_s$

Avec: E_s module d'élasticité longitudinale « $E_s = 200000 \text{ MPA}$ »

II.4. HYPOTHESES DE CALCUL DES SECTIONS EN BETON**ARMÉ :****II.4.1. à L'E.L.S :**

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.

- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à $15(n = \frac{E_s}{E_b})$, n : est appelé coefficient d'équivalence. (C.B.A.93.art.A.4.5.1) [2].

II.4.2. A L'E.L.U :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à $\epsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$ en flexion
 $\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ en compression centrée
- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure -1-

Tel que :

A : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

B : correspond à un raccourcissement de 3.5×10^{-3} du béton de la fibre la plus comprimée.

C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à $3/7h$ de la fibre la plus comprimée.

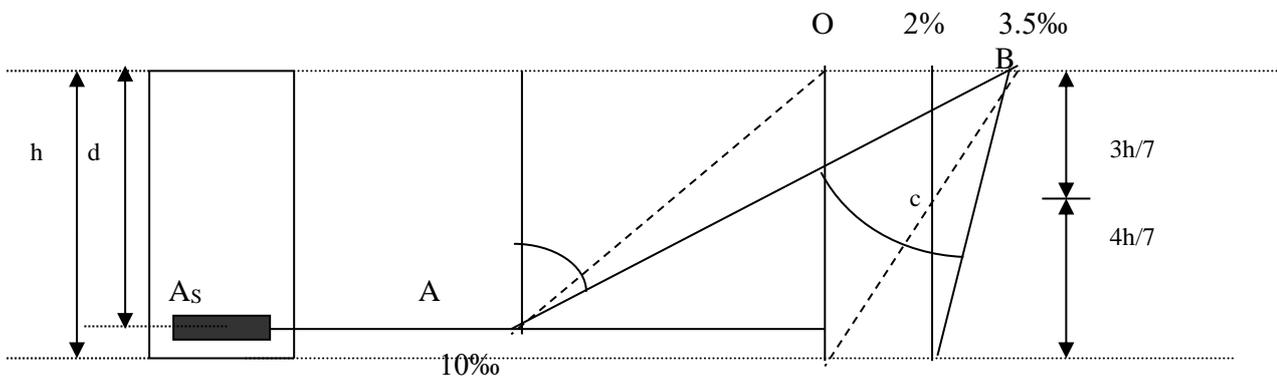


Figure. II.3: Règle de trois pivots

II.5. PRESENTATION DE LA METHODE DE CALCUL AUX ETATS

LIMITES:

Un état limite est un état au de la du quel la structure, ou l'élément de la structure, est mise hors services, c'est -à- dire ne dépend plus des fonctions pour les quilles elle a été conçue.

- Les états limites se classent en deux catégories :

II.5.1. Les états limites ultimes :

Correspondant a la perte d'équilibre statique « basculement » à la perte de stabilité de forme « flambement » et surtout à la perte de résistance « rupture » qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

II.5.2. Les états limites de service :

Etas limites au service de la du quels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité, qui comprennent les états limites de fissuration et de déformation.

II.6. ACTIONS ET SOLLICITATIONS :

II.6.1.Actions :

a- Actions permanentes :

Ces actions représentées par « **G** » sont celles dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des équipements fixe, tels que les cloisons dans les bâtiments et les machines dans les constructions industrielles.
- Les poussés et les pressions des terres.
- Les déformations imposées à la construction « retrait tassement différentiels les appuis ».

b- Actions variables :

Ces actions représentées par « **Q** » sont celles dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps, elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatique « vent et neige ».

- Les charges appliquées en cours d'exécution.
- Les effets dus à la température.

c- Actions accidentelles :

- Séismes.
- Effet des chocs « explosion ».

II.6.2.Sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts provoqués, en charge point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme de forces :

- effort normal :N
- effort tranchant :V
- moment fléchissant : M
- Couple de torsion :T

II.6.2.1.Principe et justification : (Article A-3-3 BAEL 91) page 23-24-25

Les justifications produites doivent montrer pour les divers éléments constitutifs et pour l'ensemble de la structure, que les sollicitations de calcul définis dans la suite ne provoquent pas le phénomène qu'on veut éviter.

II.6.2.2.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 a prévu des combinaisons d'action suivantes

$$G+Q+E \quad \text{avec : } G : \text{ charge permanente}$$

$$G+Q\pm 1,2 E \quad \text{avec : } Q : \text{ charge d'exploitation}$$

$$0,8 G\pm E \quad \text{avec : } E : \text{ effort de séisme}$$

Le tableau ci-dessous récapitulatif les différents caractéristiques de béton armé utilisé :

Tableau. II.3: caractéristiques de béton armé utilisé.

| F_{c28} (MPA) | F_{t28} (MPA) | E_{ij} (MPA) | E_{vj} (MPA) | γ^b | σ_{bc} (MPA) | E (MPA) | γ^s | σ_s (MPA) | σ_{st} (MPA) |
|--|--|---------------------------------------|---------------------------------------|------------|---|--------------------------|------------|--|---|
| 25 | 2.1 | 32164,2 | 10818,86 | 1.5 | 14.16 | 2.10^5 | 1.15 | 348 | 201.63 |

CHAPITRE III :

PREDIMENSIONNEM
ENT ET DESCENTE
DE CHARGE

III.1. INTRODUCTION :

Le prédimensionnement a pour but “ le pré calcul “des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du BAEL 91 et le RPA 99 modifié 2003 et du CBA93, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d’éviter un sur plus d’acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

III.2. LA PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

SECONDAIRES :

III.2.1. Les planchers :

Pour notre bâtiment on a utilisé deux types de planchers :

- ❖ Plancher à corps creux.
- ❖ Plancher à dalle pleine.

III.2.1.1. Plancher en corps creux :

Ce plancher est constitué d’éléments résistants ; ce sont les poutrelles en béton armé et des éléments de coffrage « les entres vous » ; corps creux. Après la mise en place d’un ferrailage complémentaire, une dalle de répartition est coulée sur place (hourdis). L’épaisseur des planchers est choisie d’une manière à satisfaire des conditions d’utilisation plus que les conditions de résistance. Pour trouver cette épaisseur on vérifiera les conditions ci-après :

1. Condition de résistance au feu :

D’après le BAEL91 [3] :

$e = 07\text{cm}$: Pour une (01) heure de coupe de feu.

$e = 11\text{cm}$: Pour deux (02) heures de coupe de feu.

$e = 17.5\text{cm}$: Pour quatre (04) heures de coupe de feu.

Dans notre projet on prend $e = 20\text{ cm}$.

2. Condition acoustique :

Pour assurer une isolation phonique minimale, l’épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm ; on adopte : $e = 20\text{ cm}$.

3. Condition de résistance à la flèche :

D'après BAEL91 la hauteur totale de la section des planchers en corps creux est donnée par les formules suivantes : [3]

$$e \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

Avec : e : Épaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L_{\max} : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles

$$L_{\max} = 335 \text{ cm.}$$

$$h_t \geq \frac{335}{22,50} = 15 \text{ cm}$$

On opte pour la hauteur du plancher $h_t = 20 \text{ cm}$ (16+4) tel que 4cm est l'épaisseur de la dalle de compression.

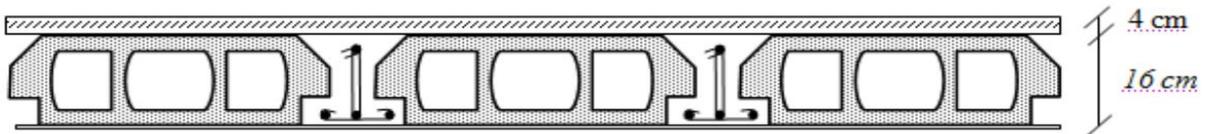


Figure.III.1 : Planchers à corps creux.

a) Les poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

➤ Dimensionnement des poutrelles

Détermination de la largeur de la table de compression :

D'après le BAEL.6.11 : $L_{\max} = 335 \text{ cm}$

On a $b = 2b_1 + b_0$.

$b_0 \geq [0,3 h_t ; 0,4 h_t]$ avec $h_t = 20 \text{ cm}$ donc on adopte $b_0 \geq [6 ; 8]$

=> on adopte $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$b_1 \geq \min [L/2 ; L_{\max}/10]$ tel que : $L = b - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$.

$b_1 \geq \min [55/2 ; 335/10] = \min (27,5 ; 33,5) \text{ cm}$; on adopte $b_1 = 27,5 \text{ cm}$.

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

$L/2 = 27,5 \text{ cm}$ $b_0 = 10 \text{ cm}$ $L/2 = 27,5 \text{ cm}$

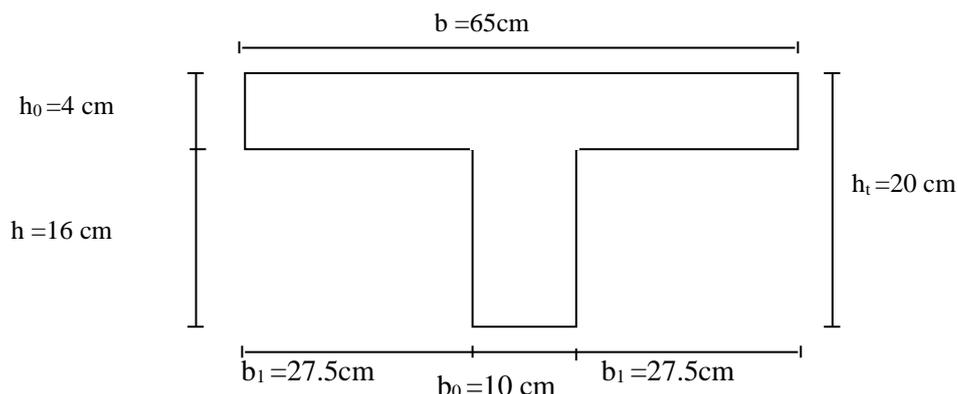


Figure.III.2 : Schéma des poutrelles.

III.2.1.2. Plancher dalle pleine :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Elles reposent sur 1, 2, 3, ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

a) Résistance au feu :

- $e \geq 7$ cm pour une heure de coup de feu.
- $e \geq 11$ cm pour deux heures de coup de feu.
- $e \geq 17,5$ cm pour quatre heures de coup de feu.

Nous optons : $e = 16$ cm.

b) Isolation phonique :

Selon les règles techniques **CBA93** en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 16 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. Nous limitons donc notre épaisseur à 16 cm.

c) Critère de résistance [5] :

- . Si $\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0.4$ la dalle porte suivant sa petite portée uniquement et son calcul se fera comme pour une **poutre de 1 mètre de largeur**.
- . Si $\alpha = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$ La dalle porte suivant les 2 directions x et y, et c'est le cas pour lequel on pré dimensionne les planchers

Avec :

l_x : petite portée du plancher.

l_y : grande portée du plancher.

Dans tous les cas on a :

✓ Dalle pleine portant dans deux directions ($l_x/l_y > 0.4$) :

Travée isostatique : $L_x/40 \leq h_0 \leq L_x/25$

Travée hyperstatique : $L_x/50 \leq h_0 \leq L_x/35$

✓ Dalle pleine portant dans une direction ($l_x/l_y < 0.4$) :

Travée isostatique : $L_x/30 \leq h_0 \leq L_x/20$

Travée hyperstatique : $L_x/35 \leq h_0 \leq L_x/25$

L_x étant la plus petite portée de panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable)

Dans notre cas les dalles reposant sur quatre appuis ont une portée

$$L_x = 3.35 \text{ m. } L_y = 4.50 \text{ m}$$

Donc $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.74 > 0.4 \longrightarrow$ Le panneau isostatique porte dans les deux

directions.

Alors la dalle est reposée sur quatre appuis :

$$\frac{L_x}{30} \leq h_0 \leq \frac{L_x}{20} = \frac{335}{30} \leq h_0 \leq \frac{335}{20} = 11.16 \leq e \leq 16.75$$

Finalement et d'après les conditions ci-dessus on prend : $h_0 = 16 \text{ cm}$.

III.2.2. Les escaliers :

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction, est déterminé par sa montée, son emmarchement, son giron, sa hauteur de marche.

III.2.2.1. Caractéristiques techniques :

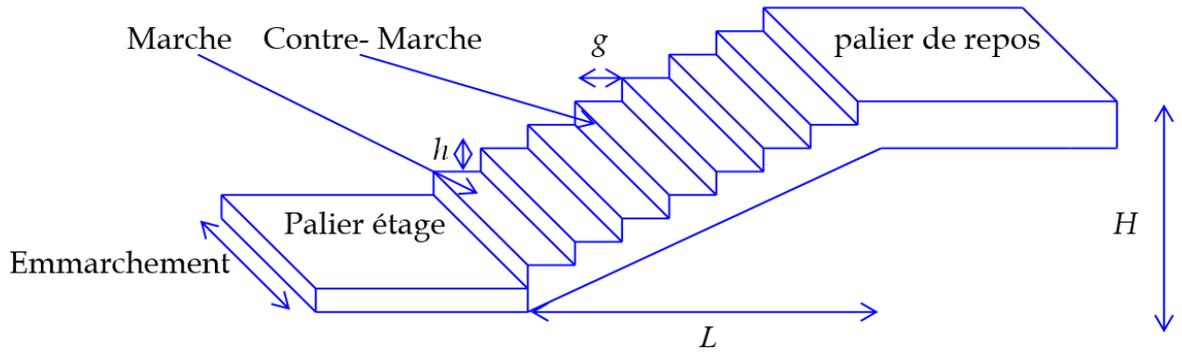


Figure.III.3 : Les composants de l'escalier.

Dans notre projet on a un type d'escalier :

Type : escalier a deux volées pour les étages courants

III.2.2.2. Dimensionnement :

En utilise la formule de **BLONDEL** pour dimensionner la géométrie de l'escalier.

En pratique, nous avons :

- la hauteur h : $14 \leq h \leq 18$
- la largeur g : $25 \leq h \leq 32$

On prend : h = 17 cm, g = 30 cm

$$59 \leq 2h+g \leq 66 \Rightarrow 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \quad (\text{c.v})$$

Escalier RDC + EC :

Nombre de contre marches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ contre Marche} \Rightarrow n_t = 18 \text{ contre marche}$$

➤ **Paillasse :**

$$n = \frac{H}{h} \Rightarrow n = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marche ;}$$

Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

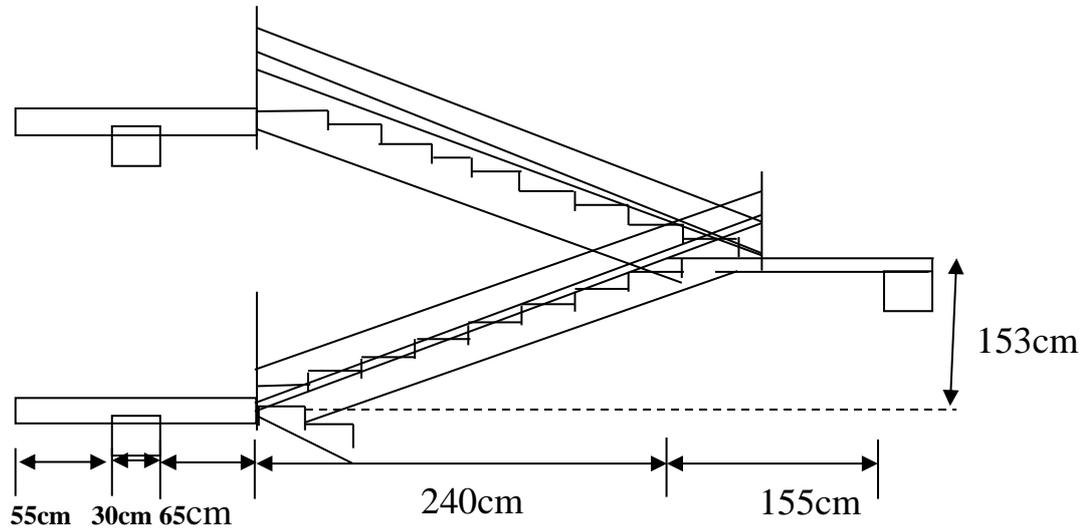
$$\tan \alpha = \frac{H}{L} \Rightarrow \tan \alpha = \frac{153}{240} = 0.63 \Rightarrow \alpha = 32.5^\circ$$

La paillasse est une dalle appuyée sur deux côtés. D'épaisseur e.

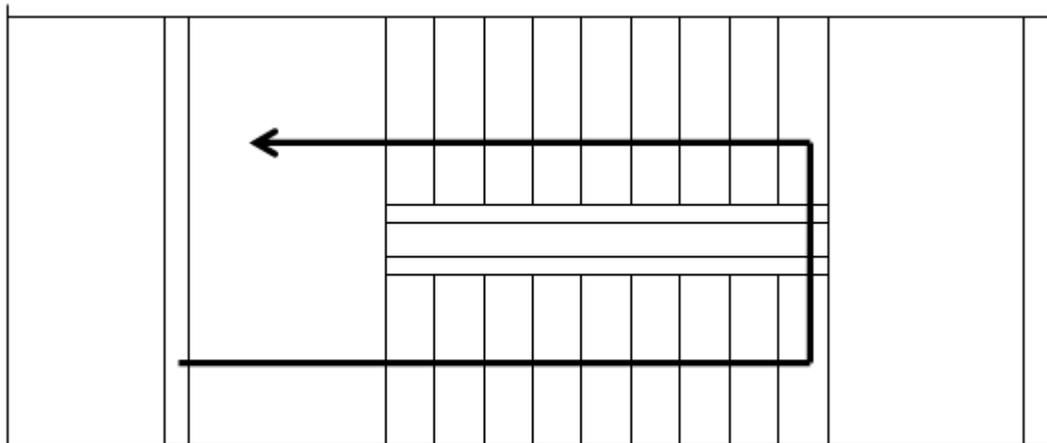
$$\frac{L_{\max}}{20} \leq e \leq \frac{L_{\max}}{30} \Rightarrow \cos \alpha = \frac{L}{L_{\max}} \Rightarrow L_{\max} = \frac{L}{\cos \alpha} + 150+155$$

$$\Rightarrow L_{max} = \frac{240}{\cos 32.5} + 150 + 155 = 589.56 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \frac{589.56}{20} \leq e \leq \frac{589.56}{30}$$

$\Rightarrow 29.47 \geq e \geq 19.65$ On prend : $e = 20 \text{ cm}$ pour la paillasse et le palier



« Escalier coupe transversale »



« Escalier -vue en plan- »

Figure.III.4 : Coupe en élévation d'escalier

III.2.3. Prédimensionnement de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1\text{kN/ml}$

Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

Evaluation des charges de calcul :

Les sollicitations à utiliser pour le calcul du ferrailage sont données dans le tableau suivant :

$$\gamma_b = 25000 \text{ N/m}^3$$

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.06 \times 0.1) + [(0.1 \times 0.04) / 2] = 0.068 \text{ m}^2$$

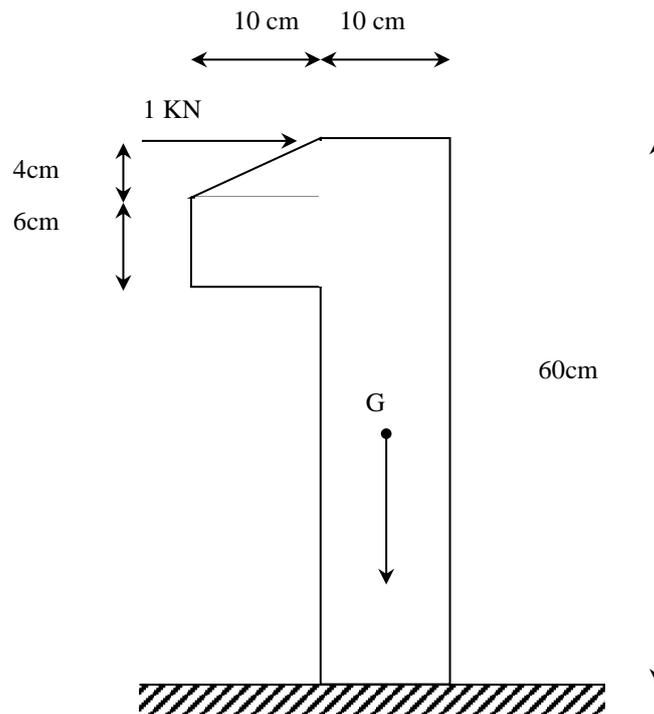


Figure III.5 : Dimensions de l'acrotère

Tableau.III.1 : évaluation de charge de l’acrotère.

| Désignation | h (m) | Surface (m) | Poids (KN/ml). | | Poids propre Totale G (KN/ml) | Surcharge d’exploitation Q(KN /ml) |
|-------------|-------|-------------|-------------------|-----------------|-------------------------------|------------------------------------|
| | | | Acrotère (e=10cm) | Enduit (e =2cm) | | |
| Acrotère | 0.6 | 0.068 | 1.7 | 0.432 | 2.13 | 1 |

III.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX :

III.3.1. Prédimensionnement des poutres :

D’une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux de section (b x h). Il y a deux types de poutres :

III.3.1.1. Les poutres principales :

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

- Elles relient les poteaux.
- Elles Supportent la dalle.

Selon le règlement **B.A.E.L 91 modifié en 1999** [3] les poutres seront pré dimensionné par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par **R.P.A99 version 2003**. [1]

$$L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10.$$

$$0.3 \times h \leq b \leq 0.7 \times h.$$

h: hauteur de la poutre

b: largeur de la poutre.

L_{max} : la longueur plus grande portée entre deux appuis (distance entre les nus des poteaux et on choisit la plus grande portée) D’après le **BAEL.6.11**. [3]

Détermination de la hauteur ‘ h ’ :

$L=450\text{cm}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 30\text{cm} \leq h \leq 45\text{cm}$$

Nous prenons : **h=40cm**

a) Détermination de la largeur ‘ b ’

$h = 40 \text{ cm}$

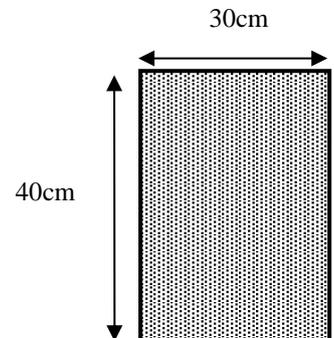


Figure. III.6: La section de poutre principale.

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \quad \Rightarrow 12 \leq b \leq 28$$

Nous prenons : **b=30cm**

b) Vérification selon le RPA 99 version 2003(Article 7.5.1).[1] :

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20cm \Rightarrow b = 30cm > 20cm \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h \geq 30cm \Rightarrow h = 40cm > 30cm \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,33 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

- $b_{max} \leq 1.5h + b_1 \Rightarrow b_{max} = 30cm \leq (1.5 \times 40) + 27.5 = 102.5 \text{ cm}$

$$30cm \leq 87.5 \text{ cm} \quad \text{(c. v)}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte les dimensions (40 × 30) cm²

III.3.1.2. Les poutres secondaires (Chaînages) :

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

$L_{max} = 335cm.$

a) Détermination de la hauteur « h » :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 22.3 \text{ cm} \leq h \leq 33.5 \text{ cm}$$

On adopte **h = 35cm.**

b) Détermination de la largeur « b » :

$h = 35cm$

$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 10,50cm \leq b \leq 24,50cm$

Nous prenons : **b=30cm**

D’après R.P.A 99 versions 2003[1] la condition suivent doivent être vérifiée pour La zone III.

- $b \geq 20cm \Rightarrow 30cm > 20cm \dots\dots\dots$ condition vérifiée.
- $h \geq 30cm \Rightarrow 35 \text{ cm} > 30cm \dots\dots\dots$ condition vérifiée.
- $\frac{h}{b} \leq 4 \quad \Rightarrow \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4 \dots\dots$ condition vérifiée.

- $b_{max} \leq 1.5h + b_1 \Rightarrow b_{max}$
 $= 30cm \leq (1.5 \times 35) + 27.5 = 80 \text{ cm} \quad 30cm \leq 80 \text{ cm} \quad \text{(c. v)}$

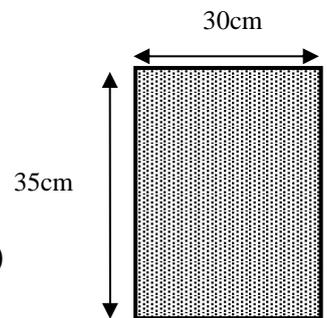


Figure.III.7 : La section de poutre

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte les dimensions des Poutres Principales (35 × 30) cm²

III.3.2 Les voiles :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de **RPA99 version 2003**. Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux.

D'après le **RPA99 version 2003** article 7.7.1[1] les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires. Avec :

L : longueur de voile.

a : épaisseur du voile.

he : hauteur libre d'étage.

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

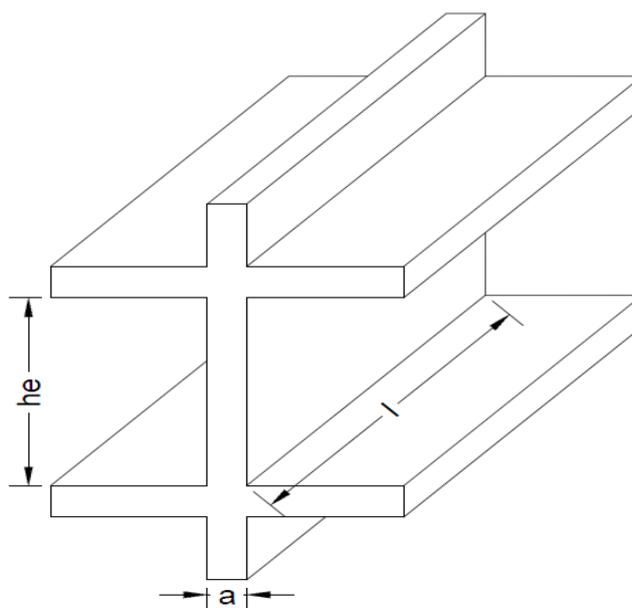


Figure.III.8 : Coupe de voile en élévation.

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article 7.7.1 de (RPA99).[1] :

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

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 306 \text{ cm}$ et de condition de rigidité aux extrémités suivantes : [1]

❖ Cas voiles à deux (02) extrémités rigides :

$$e \geq h/25 \rightarrow e \geq 306/25 \rightarrow e \geq 12.24 \text{ cm}$$

❖ Cas à une (01) extrémité rigide :

$$e \geq h/22 \rightarrow e \geq 306/22 \rightarrow e \geq 13.90 \text{ cm}$$

❖ Cas voiles simples :

$$e \geq h/20 \rightarrow e \geq 306/20 \rightarrow e \geq 15.30 \text{ cm}$$

Alors : $e \geq \max (e_{\min}, h_e/25; h_e/22; h_e/20) \Rightarrow e \geq \max (15; 12.24; 13.90; 15.30) \text{ cm}$

Donc : $e \geq 15.30 \text{ cm}$.

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de : **16cm**

III.3.3. Les Poteaux :

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple sous l'effet de l'effort normale ultime choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge.

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations selon les règles du **BAEL91**, on a trois critères suivants :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règles du **RPA99 (version2003)**.

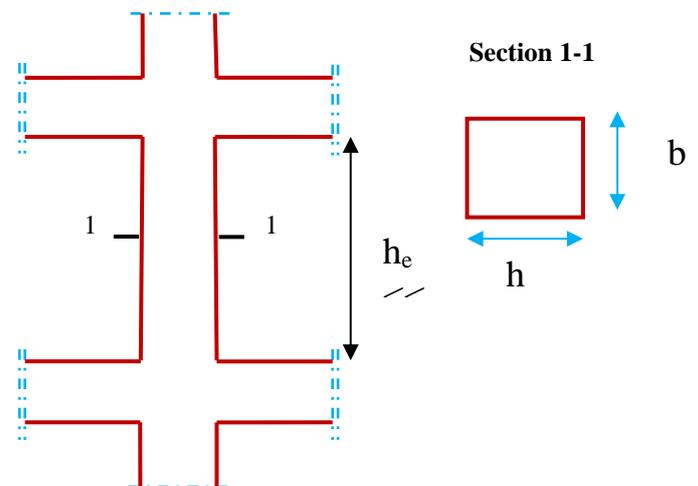


Figure III.9: Hauteur libre d'étage.

Soit ($b_1 = 35 \text{ cm}$; $h_1 = 35 \text{ cm}$).

Les exigences de **RPA** en zone IIa [1]

$$\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq 25\text{cm} \Rightarrow 35 \text{ cm} \geq 25\text{cm} \quad (\text{c. v})$$

$$\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq h_e/20 \Rightarrow 35 \text{ cm} > \frac{306}{20} = 15.30 \text{ cm} \quad (\text{c. v})$$

$$1/4 < b_1 / h_1 < 4 \Rightarrow 0.25 < \frac{35}{35} = 1 < 4 \quad (\text{c. v})$$

III.4. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

Pour l'obtention d'une bonne résistance et d'une bonne stabilité de l'ouvrage il est nécessaire d'uniformiser la distribution des charges au niveau de tous les éléments porteurs de charges des planchers que peut supporter.

II.4.1. Les Planchers :

a) Plancher terrasse :

1. Gravillon de protection.
2. Etanchéité multicouches.
3. Béton de pente.
4. Isolation thermique.
5. Plancher à corps creux.
6. Enduit en plâtre.

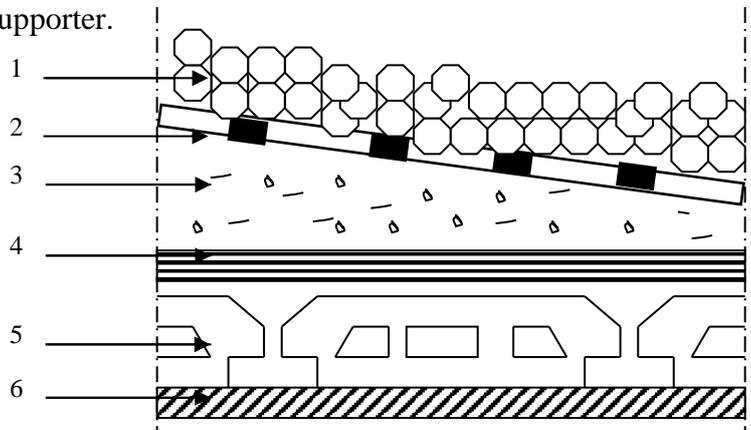


Figure.III.10 : Plancher à corps creux de terrasse.

Charge permanente et d'exploitation (**DTR B.C 2.2**) [4] :

Tableau.III.2 : Charge permanente de terrasse à corps creux.

| N° | Désignation | e (m) | γ (N/m ³) | Charge (N/m ²) |
|--------------------------|-------------------------|-------|------------------------------|-----------------------------|
| 1 | Gravillon de protection | 0.05 | 17000 | 850 |
| 2 | Etanchéité multicouches | 0.02 | 6000 | 120 |
| 4 | Forme de pente | 0.1 | 22000 | 2200 |
| 3 | Isolation thermique | 0.04 | 4000 | 160 |
| 5 | Dalle à corps creux | 0.20 | 14000 | 2800 |
| 6 | Enduit en plâtre | 0.02 | 10000 | 200 |
| Charge permanente totale | | | | G_T = 6330 |
| Surcharge d'exploitation | | | | Q_T = 1000 |

- b) Plancher étage courant :**
- 1) Carrelage
 - 2) Mortier de pose
 - 3) Lit de sable
 - 4) Plancher à corps creux.
 - 5) Enduit en plâtre.

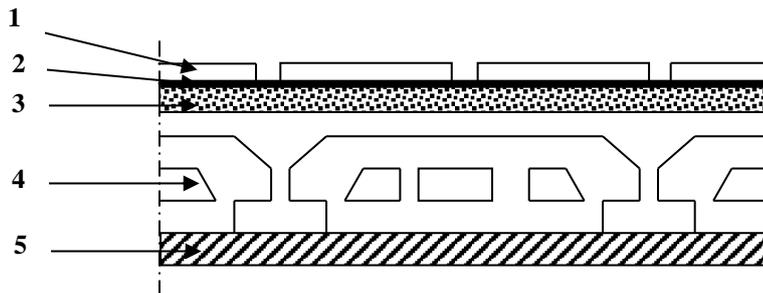


Figure.III.11 : Plancher à corps creux étage

❖ Charge permanente (DTR B.C 2.2) [4] :

Tableau.III.3 : Charge permanente et d’exploitation d’étage courant à corps creux.

| N° | Désignation | e (m) | γ (N/m ³) | Charge (N/m ²) |
|--------------------------|------------------------|-------|------------------------------|-----------------------------|
| 1 | Cloison en brique | 0.1 | 10000 | 1000 |
| 2 | Carrelage | 0.02 | 22000 | 440 |
| 3 | Mortier de pose | 0.02 | 20000 | 400 |
| 4 | Couche de sable | 0.03 | 18000 | 540 |
| 5 | Plancher à corps creux | 0.2 | 14000 | 2800 |
| 6 | Enduit en plâtre | 0.02 | 10000 | 200 |
| Charge permanente totale | | | | G_E = 5380 |
| Surcharge d’exploitation | | | | Q_E =1500 |

III.4.2. Balcon :

Tableau.III.4 : Charge permanente et d’exploitation de balcon.

| N° | Désignation | e (m) | γ (N/m ³) | Charge (N/m ²) |
|--------------------------|------------------|-------|------------------------------|-----------------------------|
| 1 | Carrelage | 0.02 | 22000 | 440 |
| 2 | Mortier de pose | 0.02 | 20000 | 400 |
| 3 | Lit de sable | 0.03 | 18000 | 540 |
| 4 | Dalle | 0.16 | 25000 | 4000 |
| 5 | Enduit en ciment | 0.02 | 18000 | 360 |
| Charge permanente totale | | | | G_b = 5740 |
| Surcharge d’exploitation | | | | Q_b = 3500 |

III.4.3. Cloisons extérieures :**Tableau.III.5 :** Charge permanente de cloisons extérieures.

| N° | Désignation | e (m) | γ (N/m ³) | Charge (N/m ²) |
|--------------------------|------------------------------|-------|------------------------------|-----------------------------|
| 1 | Enduit de ciment (extérieur) | 0.02 | 18000 | 360 |
| 2 | Brique creux de 15 | 0.15 | 9000 | 1350 |
| 3 | Lame d'air | 0.05 | - | - |
| 4 | Brique creux de 10 | 0.1 | 9000 | 900 |
| 5 | Enduit plâtre (intérieure) | 0.02 | 10000 | 200 |
| Charge permanente totale | | | | G_E = 2810 |

III.4.4. L'escalier :**a) La paillasse RDC + EC :****Tableau.III.6 :** Charge permanente et d'exploitation de la paillasse.

| N° | Designations | e (m) | γ (N/m ³) | Charges (N/m ²) |
|----------------------------|----------------------------|--------|------------------------------|-----------------------------|
| 1 | Carrelage Horizontal | 0,02 | 22000 | 440 |
| | Carrelage Vertical | 0,02 | 22000 | 440 |
| 2 | Mortier de pose Horizontal | 0,02 | 20000 | 400 |
| | Mortier de pose Vertical | 0,02 | 20000 | 400 |
| 3 | Poids des marches | 0,17/2 | 25000 | 2125 |
| 4 | Poids de la paillasse | 0,20 | 25000 | 5000 |
| 5 | Enduit en plâtre | 0,02 | 10000 | 200 |
| 6 | Gardes corps | - | - | 600 |
| Charge permanente totale | | | | G_p = 9605 |
| Charge exploitation totale | | | | Q_p = 2500 |

b) Palier de repos RDC + EC :**Tableau.III.7 :** Charge permanente et d'exploitation de palier de repos.

| N° | Désignation | e (m) | γ (N/m ³) | Charge (N/m ²) |
|--------------------------|------------------|-------|------------------------------|------------------------------|
| 1 | Carrelage | 0.02 | 22000 | 440 |
| 2 | Mortier de pose | 0.02 | 20000 | 400 |
| 3 | Lit de sable | 0.02 | 18000 | 360 |
| 4 | Dalle pleine | 0.20 | 25000 | 5000 |
| 5 | Enduit en plâtre | 0.02 | 10000 | 200 |
| Charge permanente totale | | | | G_{pr} = 6400 |
| Surcharge d'exploitation | | | | Q_{pr} = 2500 |

III.5. DESCENTE DE CHARGES :

Il est nécessaire afin assuré la stabilité et la résistance de l’ouvrage, on vérifie la distribution des charges et surcharges pour chaque élément. La descente des charges permet l’évaluation de la plupart des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- ❖ Le poids propre de l’élément.
- ❖ La charge de plancher qu’il supporte.
- ❖ La part de cloison répartie qui lui revient.
- ❖ Les éléments secondaires (escalier, acrotère...).

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu’au niveau le plus bas (les fondations).

Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d’habitation.

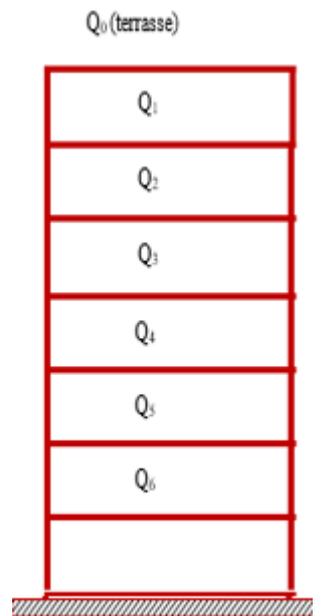
III.5.1. Loi de dégression : (DTR B.C.2.2) [4]

Soit q_0 la charge d’exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment Q_1, Q_2, Q_3 on les charges d’exploitation respectives des planchers des étages 1,2,3...n numérotés à partir du sommet du bâtiment. On adoptera pour le calcul des points d’appui les charges d’exploitation suivantes :

- Sous toit ou terrasse Q_0
- Sous dernier étage (étage 1) Q_0+Q_1
- Sous étage immédiatement inférieur :
- (Étage 2) $Q_0+0.95(Q_1 + Q_2)$
- (Étage 3) $Q_0+0.90(Q_1 + Q_2+ Q_3)$
- (Étage 4) $Q_0+0.90(Q_1 + Q_2+ Q_3+ Q_3)$
- (Étage n) $Q_0+\frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2+ Q_3+ Q_3+..... Q_3)$

En tenant compte de la dégression des surcharges de la façon suivante

| | |
|---|-----------------|
| $\Sigma Q=Q_0$ | = 1000 N |
| $\Sigma Q=Q_0+Q_1$ | = 2500 N |
| $\Sigma Q=Q_0+0.95 (Q_1 +Q_2)$ | = 3850 N |
| $\Sigma Q=Q_0+0.90 (Q_1 +Q_2 +Q_3)$ | = 5050 N |
| $\Sigma Q=Q_0+0.85 (Q_1 +Q_2 +Q_3+Q_4)$ | = 6100 N |
| $\Sigma Q=Q_0+0.80 (Q_1 +Q_2 +Q_3+Q_4+Q_5)$ | = 7000 N |
| $\Sigma Q=Q_0+0.75 (Q_1 +.....+Q_6)$ | = 7750 N |



Pour la vérification de leur section dans ce cas

On prend un type de poteau suivant :

a) **Poteau intermédiaire :**

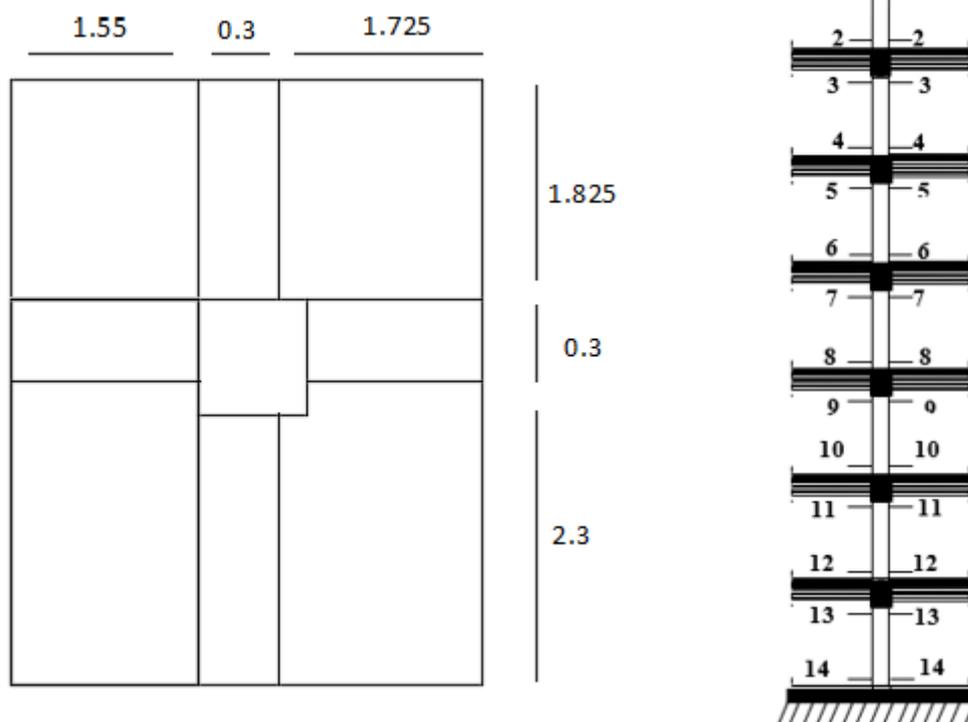


Figure.III.12 : Poteau d'intermédiaire.

➤ **Les charges Permanentes :**

- Plancher terrasse inaccessible :

$$G = [(1.55+1.725) \times (1.825+2.3)] - (0.05 \times 0.05) \times 6330 = 85498.51 \text{ N}$$

- Plancher étage courant :

$$G = [(1.55+1.725) \times (1.825+2.3)] - (0.05 \times 0.05) \times 5380 = 72666.98 \text{ N}$$

- Poutre principale :

$$G = (1.825+2.3) \times 0.30 \times 0.40 \times 25000 = 12375 \text{ N}$$

- Poutre secondaire :

$$G = (1.55+1.725) \times 0.30 \times 0.35 \times 25000 = 8596.87 \text{ N}$$

- Poteau étage courant et RDC : (la même hauteur $H=3.06 \text{ m}$)

$$G = 0.35 \times 0.35 \times 3.06 \times 25000 = 9371.25 \text{ N}$$

Tableau III.8 : Descende des charges – poteau d’intermédiaire.

| Niveau | Désignation | G (N) | Q (N) |
|------------|--|--|----------|
| 1-1 | <ul style="list-style-type: none"> • Plancher terrasse inaccessible • P : principales • P : secondaires | 85498.51 +12375+8596.87 =106470.38 | 13506.87 |
| 2-2 | <ul style="list-style-type: none"> • Venant 1-1 • poteaux | 106470.38 +9371.25 =115841.63 | 13506.87 |
| 3-3 | <ul style="list-style-type: none"> • Venant 2-2 • Plancher étage courant • P : principales • P : secondaires | 115841.63+72666.98 +12375+8596.87 =209480.48 | 33767.17 |
| 4-4 | <ul style="list-style-type: none"> • Venant 3-3 • poteaux | 209480.48+9371.25 =218851.73 | 33767.17 |
| 5-5 | <ul style="list-style-type: none"> • Venant 4-4 • Plancher étage courant • P : principales • P : secondaires | 218851.73+72666.98 +12375+8596.87 =312490.58 | 52001.44 |
| 6-6 | <ul style="list-style-type: none"> • Venant 5-5 • poteaux | 312490.58+9371.25 =321861.83 | 52001.44 |
| 7-7 | <ul style="list-style-type: none"> • Venant 6-6 • Plancher étage courant • P : principales • P : secondaires | 321861.83+72666.98 +12375+8596.87 =415500.68 | 68209.69 |
| 8-8 | <ul style="list-style-type: none"> • Venant 7-7 • poteaux | 415500.68+9371.25 =424871.93 | 68209.69 |
| 9-9 | <ul style="list-style-type: none"> • Venant 8-8 • Plancher étage courant • P : principales • P : secondaires | 424871.93+72666.98 +12375+8596.87 =518510.78 | 82391.90 |

| | | | |
|--------------|--|--|--------------------|
| 10-10 | <ul style="list-style-type: none"> • Venant 9-9 • poteaux | $518510.78+9371.25$ $=527882.03$ | 82391.90 |
| 11-11 | <ul style="list-style-type: none"> • Venant 10-10 • Plancher étage courant • P : principales • P : secondaires | $527882.03+72666.98$ $+12375+8596.87$ $=621520.88$ | 94548.09 |
| 12-12 | <ul style="list-style-type: none"> • Venant 11-11 • poteaux | $621520.88+9371.25$ $=630892.13$ | 94548.09 |
| 13-13 | <ul style="list-style-type: none"> • Venant 12-12 • Plancher étage courant • P : principales • P : secondaires | $630892.13+72666.98$ $+12375+8596.87$ $=724530.98$ | 104678.24 |
| 14-14 | <ul style="list-style-type: none"> • Venant 13-13 • poteaux | $724530.98+9371.25$ $=733902.23$ | 104678.24 |
| Total | | 733902.23 N | 104678.24 N |

b) Poteau d'angle :

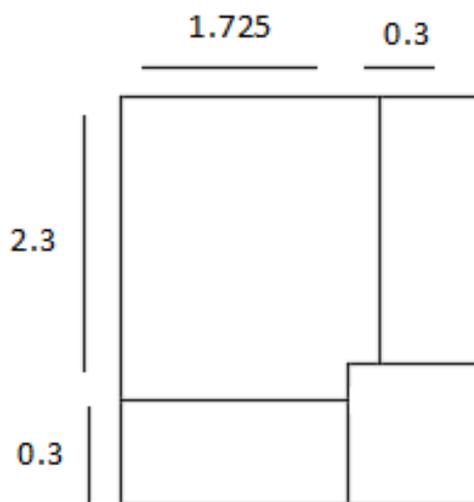


Figure III.13 : Poteau d'angle.

➤ **Les charges Permanentes :**

- Plancher terrasse inaccessible :

$$G = [(1.725 \times 2.3) - (0.05 \times 0.05)] \times 6330 = 25098.45 \text{ N}$$

- Plancher étage courant :

$$G = [(1.725 \times 2.3) - (0.05 \times 0.05)] \times 5380 = 21331.7 \text{ N}$$

- Acrotère :

$$G = (1.725 + 2.3) \times 2130 = 7934.25 \text{ N}$$

- Poutre principale :

$$G = 2.3 \times 0.30 \times 0.40 \times 25000 = 6900 \text{ N}$$

- Poutre secondaire :

$$G = 1.725 \times 0.30 \times 0.35 \times 25000 = 4528.12 \text{ N}$$

- Poteau étage courant et RDC : (la même hauteur $H=3.06 \text{ m}$)

$$G = 0.35 \times 0.35 \times 3.06 \times 25000 = 9371.25 \text{ N}$$

- Mur extérieur étage courant et RDC :

$$G = [1.725 \times (3.06 - 0.35) + 2.3 \times (3.06 - 0.40)] \times 2810 = 30327.62 \text{ N}$$

Tableau III.9 : Descende des charges -poteau d'angle-.

| Niveau | Désignation | G (N) | Q (N) |
|------------|--|---|----------|
| 1-1 | <ul style="list-style-type: none"> • Acrotère • Plancher terrasse inaccessible • P : principales • P : secondaires | $7934.25 + 25098.45 + 6900 + 4528.12$ $= 44460.82$ | 3965 |
| 2-2 | <ul style="list-style-type: none"> • Venant 1-1 • poteaux • murs extérieures | $44460.82 + 9371.25 + 30327.62$ $= 84159.69$ | 3965 |
| 3-3 | <ul style="list-style-type: none"> • Venant 2-2 • Plancher étage courant • P : principales • P : secondaires | $84159.69 + 25098.45 + 6900 + 4528.12$ $= 120686.26$ | 9912.5 |
| 4-4 | <ul style="list-style-type: none"> • Venant 3-3 • poteaux • murs extérieures | $120686.26 + 9371.25 + 30327.62$ $= 160385.13$ | 9912.5 |
| 5-5 | <ul style="list-style-type: none"> • Venant 4-4 • Plancher étage courant • P : principales • P : secondaires | $160385.13 + 25098.45$ $+ 6900 + 4528.12$ $= 196911.7$ | 15265.25 |
| 6-6 | <ul style="list-style-type: none"> • Venant 5-5 • poteaux • murs extérieures | $196911.7 + 9371.25 + 30327.62$ $= 236610.57$ | 15265.25 |
| 7-7 | <ul style="list-style-type: none"> • Venant 6-6 • Plancher étage courant • P : principales • P : secondaires | $236610.57 + 25098.45$ $+ 6900 + 4528.12$ $= 273137.14$ | 20023.25 |
| 8-8 | <ul style="list-style-type: none"> • Venant 7-7 • poteaux • murs extérieures | $273137.14 + 9371.25 + 30327.62$ $= 312836.01$ | 20023.25 |

| | | | |
|--------------|--|---|-------------------|
| 9-9 | <ul style="list-style-type: none"> • Venant 8-8 • Plancher étage courant • P : principales • P : secondaires | $312836.01+25098.45+6900+4528.12$ $=349362.58$ | 24186.5 |
| 10-10 | <ul style="list-style-type: none"> • Venant 9-9 • poteaux • murs extérieures | $349362.58+9371.25+30327.62$ $=389061.45$ | 24186.5 |
| 11-11 | <ul style="list-style-type: none"> • Venant 10-10 • Plancher étage courant • P : principales • P : secondaires | $389061.45+25098.45+6900+4528.12$ $=425588.02$ | 27755 |
| 12-12 | <ul style="list-style-type: none"> • Venant 11-11 • poteaux • murs extérieures | $425588.02+9371.25+30327.62$ $=465289.89$ | 27755 |
| 13-13 | <ul style="list-style-type: none"> • Venant 12-12 • Plancher étage courant • P : principales • P : secondaires | $465289.89+25098.45+6900+4528.12$ $=501813.46$ | 30728.75 |
| 14-14 | <ul style="list-style-type: none"> • Venant 13-13 • poteaux • murs extérieures | $501813.46+9371.25+30327.62$ $=541515.33$ | 30728.75 |
| Total | | 541515.33 N | 30728.75 N |

c) Poteau de rive :

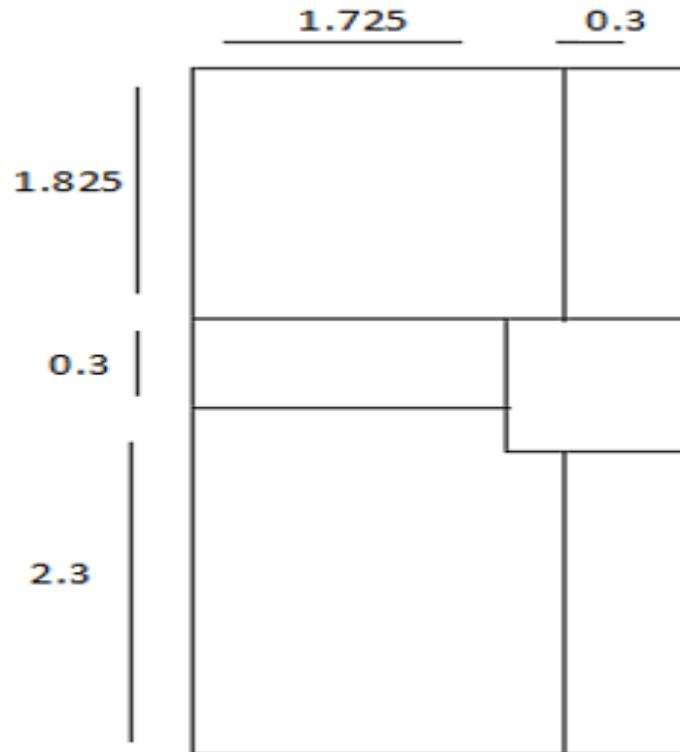


Figure III.14 : poteau de rive.

➤ **Les charges Permanentes :**

- Plancher terrasse inaccessible :

$$G = [(1.725 \times (1.825 + 2.3)) - (0.05 \times 0.05)] \times 6330 = 45026.08 \text{ N}$$

- Plancher étage courant :

$$G = [(1.725 \times (1.825 + 2.3)) - (0.05 \times 0.05)] \times 5380 = 38268.61 \text{ N}$$

- Acrotère :

$$G = [(1.825 + 0.30 + 2.3)] \times 2130 = 9425.25 \text{ N}$$

- Poutre principale :

$$G = (1.825 + 2.3) \times 0.30 \times 0.40 \times 25000 = 12375 \text{ N}$$

- Poutre secondaire :

$$G=1.725 \times 0.30 \times 0.35 \times 25000 = 4528.12 \text{ N}$$

- Poteau étage courant et RDC : (la même hauteur H=3.06 m)

$$G= 0.35 \times 0.35 \times 3.06 \times 25000 = 9371.25 \text{ N}$$

- Mur extérieur étage courant et RDC :

$$G= (1.825+2.25) \times (3.06-0.40) \times 2810 = 30459 \text{ N}$$

Tableau III.10 : Descende des charges - poteau de rive -.

| Niveau | Désignation | G (N) | Q (N) |
|------------|--|---|----------|
| 1-1 | <ul style="list-style-type: none"> • Acrotère • Plancher terrasse inaccessible • P : principales • P : secondaires | $9425.25 + 45026.08$ $+12375 + 4528.12$ $= 71354.45$ | 7113.12 |
| 2-2 | <ul style="list-style-type: none"> • Venant 1-1 • poteaux • murs extérieures | $71354.45 + 9371.25 + 30459$ $= 111184.7$ | 7113.12 |
| 3-3 | <ul style="list-style-type: none"> • Venant 2-2 • Plancher étage courant • P : principales • P : secondaires | $111184.7 + 38268.61$ $+12375 + 4528.12$ $= 166356.43$ | 17782.8 |
| 4-4 | <ul style="list-style-type: none"> • Venant 3-3 • poteaux • murs extérieures | $166356.43 + 9371.25$ $+30459$ $= 206186.68$ | 17782.8 |
| 5-5 | <ul style="list-style-type: none"> • Venant 4-4 • Plancher étage courant • P : principales • P : secondaires | $206186.68 + 38268.61$ $+12375 + 4528.12$ $= 261358.41$ | 27385.51 |
| 6-6 | <ul style="list-style-type: none"> • Venant 5-5 • poteaux • murs extérieures | $261358.41 + 9371.25$ $+30459$ $= 301188.66$ | 27385.51 |
| 7-7 | <ul style="list-style-type: none"> • Venant 6-6 | $301188.66 + 38268.61$ | |

| | | | |
|--------------|--|--|-------------------|
| | <ul style="list-style-type: none"> • Plancher étage courant • P : principales • P : secondaires | $+12375+4528.12$ $=356360.39$ | 35921.25 |
| 8-8 | <ul style="list-style-type: none"> • Venant 7-7 • poteaux • murs extérieures | $356360.39+9371.25+30459$ $=396190.64$ | 35921.25 |
| 9-9 | <ul style="list-style-type: none"> • Venant 8-8 • Plancher étage courant • P : principales • P : secondaires | $396190.64+38268.61$ $+12375+4528.12$ $=451362.37$ | 43390.03 |
| 10-10 | <ul style="list-style-type: none"> • Venant 9-9 • poteaux • murs extérieures | $451362.37+9371.25+30459$ $=491192.62$ | 43390.03 |
| 11-11 | <ul style="list-style-type: none"> • Venant 10-10 • Plancher étage courant • P : principales • P : secondaires | $491192.62+38268.61$ $+12375+4528.12$ $=546364.35$ | 49791.84 |
| 12-12 | <ul style="list-style-type: none"> • Venant 11-11 • poteaux • murs extérieures | $546364.35+9371.25+30459$ $=586194.6$ | 49791.84 |
| 13-13 | <ul style="list-style-type: none"> • Venant 12-12 • Plancher étage courant • P : principales • P : secondaires | $586194.6+38268.61$ $+12375+4528.12$ $=641366.33$ | 55126.68 |
| 14-14 | <ul style="list-style-type: none"> • Venant 11-11 • poteaux • murs extérieures | $641366.33+9371.25+30459$ $=681196.58$ | 55126.68 |
| Total | | 681196.58 N | 55126.68 N |

➤ **Remarque**

On prend en considération a notre étude le poteau intermédiaire parce qu'il est le plus sollicitée

III.5.2. Vérification de la section de poteau : (BAEL91 b.8.4, 1) [3]

❖ Poteau intermédiaire

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

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

$$N_u = (1.35 \times 733902.23) + (1.5 \times 104678.24) = 1147785.37 \text{ N}$$

α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ .

$$\lambda = \max(\lambda_x ; \lambda_y)$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h}$$

$$l_f = 0.7 \times L_o \quad \Rightarrow \quad l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{2.142}{0.35} = 21.20 \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{2.142}{0.35} = 21.20$$

$$\lambda = 21.20 < 50 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{21.2}{35} \right)^2} = 0.79$$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$B_r = (h-2)(b-2)$$

$$\gamma_b = 1.50 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15$$

A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

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

$$A_{BAEL} = \max(4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B)$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.8 \% B \quad (\text{zone IIa}) : (\text{RPA2003 Article 7.4.2.1}) [1]$$

Tableau.III.11 : tableau récapitulative.

| | N_u (N) | A_{\min}^{BAEL} (mm ²) | A_{\min}^{RPA} (mm ²) | A (mm ²) | α | B_r (mm ²) | \bar{N} (N) | Condition |
|--------------|-------------------|---|--|-------------------------|-------------|-----------------------------|-------------------|-----------|
| 35*35 | 1147785.37 | 560 | 980 | 980 | 0.79 | 108900 | 1862453.62 | Cv |

CHAPITRE IV :

CALCUL DES

ELEMENTS

SECONDAIRES

IV.1. INTRODUCTION :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- ❖ Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement à la résistance de l'ossature.
- ❖ Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement à la résistance de l'ossature.

Dans le présent chapitre nous avons étudiés éléments secondaires. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les planchers, et balcon, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement « **BAEL 91 modifié 99** » [3] en respectant le règlement parasismique Algérien « **RPA 99 version 2003** ». [1]

IV.2. ACROTÈRE :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- * Un effort normal due à son poids propre (**G**).
- * Un moment due à la surcharge (**Q**)

IL a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde-corps.
- Entretien des façades.

Le calcul sera fait en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande d'un mètre linéaire, la fissuration étant préjudiciable.

IV.2.1. Évaluation des charges :

D'après le chapitre précédent on a :

$$G = 2130 \text{ N/ml}$$

$$Q = 1000 \text{ N/ml (plancher terrasse inaccessible).}$$

La force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \text{RPA 99 version 2003 (Art 6.2.3). [1]}$$

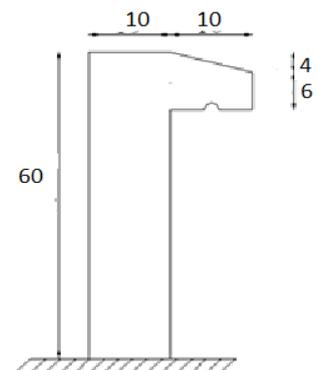


Figure.IV.1. Modèle de calcul de l'acrotère.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0.15 \text{ coefficient d'accélération de zone.} \\ C_p = 0.8: \text{facteur de force horizontale} \\ W_p = 2130\text{N: Poids propre de l'acrotère} \end{array} \right.$$

Donc, $F_p = 1022.4\text{N/ml}$

$$F_p < 1.5Q \Rightarrow 1022.4 \text{ N/ml} < 1500 \text{ N/ml} \dots\dots\dots(\text{cv})$$

On va ferrailer l'acrotère avec la force F_p .

Alors pour une bande de 1m de largeur :

$$G = 2130 \text{ N/ml} ; Q = 1000 \text{ N/ml} ; F_p = 1022.4 \text{ N/ml}$$

IV.2.2. Calcul des efforts :

Pour déterminer les sollicitations, on va utiliser 3 combinaisons, et on choisit la plus défavorable.

Ces combinaisons Pour une bande de 1m de largeur sont :

E.L.U :

$$N_u = 1,35 G = 2875.5 \text{ N}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 900 \text{ N.m}$$

$$T_u = 1.5 Q = 1500 \text{ N}$$

E.L.S :

$$N_{ser} = G = 2130 \text{ N}$$

$$M_{ser} = Q \times h = 600 \text{ N.m}$$

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

IV.2.3. Calcul de l'excentricité :

Selon l'article A.4-4 du B.A.E.L91, en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 + e_a [3]$$

- **Excentricité de la résultante des contraintes normales (e_1):**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{2875.5} = 0.312 \text{ m}$$

$$e_1 > \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016 \text{ m} \dots\dots\dots (\text{Cv})$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, la section est alors partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f par rapport aux armatures tendues.

- **Excentricité dus aux effets de second ordre (e_2) :**

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha\varphi)$$

$\varphi = 2$ c'est le rapport de la déformation final due au fluage et a la déformation instantanée sous charge considéré ce rapport est généralement pris égale à 2.

Calcul de l'élanement :

$$L_f = 2 \times L \quad \Rightarrow L_f = 2 \times 0.6 \quad \Rightarrow L_f = 1.2 \text{ m}$$

$$i: \text{ rayon de giration: } i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow I = \frac{1 \times 0.1^3}{12} \Rightarrow I = 8.33 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$S = b \times h \Rightarrow S = 1 \times 0.1 \Rightarrow S = 0.1 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } i = 0.028$$

$$\text{Alors : } \lambda = \frac{1.2}{0.028} = 42.85$$

$$\lambda_{\max} \leq \max \left\{ 50 ; \min \left(\frac{67 \times e1}{h} ; 100 \right) \right\}$$

$$\lambda_{\max} \leq 100$$

$$\text{Alors : } \lambda \leq \lambda_{\max}$$

Donc pas de risque de flambement.

$$\text{Et : } \alpha = \frac{MG}{MG + MQ}$$

$$M_G = \frac{ql^2}{2} = \frac{2130 \times 0.6^2}{2} = 383.4 \text{ N.m}$$

$$M_Q = \frac{ql^2}{2} = \frac{1000 \times 0.6^2}{2} = 180 \text{ N.m}$$

$$\text{Alors : } \alpha = \frac{383.4}{383.4 + 180} \Rightarrow \alpha = 0.68$$

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10000 \times 0.1} (2 \times 0.68 + 2) \Rightarrow e_2 = 0.014 \text{ m}$$

- **Excentricité additionnelle (e_a) :**

$$e_a = \max(2\text{cm}; \frac{h}{250}) \Rightarrow \max(2\text{cm}; \frac{60}{250}) = 2\text{cm BAEL A4.3.5[3]}$$

$e_a = 0.02m$

Alors : $e_T = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.312 + 0.014 + 0.02 \Rightarrow e_T = 0.346 m$

$e_T > \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 m \dots\dots\dots (Cv)$

Alors :

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée, et donc assimilable à une section en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif (M_{ua}).

IV.2.4. Calcul du ferrailage :

On considère une section ($b \times h$) m^2 soumis à la flexion composée

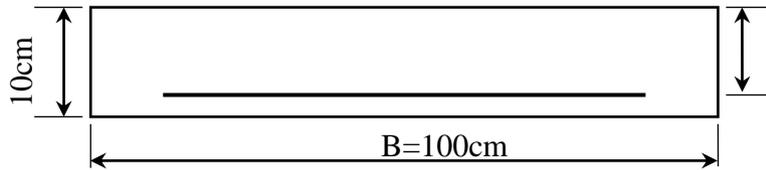


Figure.IV.2 : La section équivalente de calcul de l'acrotère

- Epaisseur de la section : $h = 0.1m$
- Largeur de la section : $b = 1 m$
- Enrobage : $c = 0.02 m$
- Hauteur utile : $d = h - c \quad d = 0.08 m$

• **Moment fictif (M_{ua}) :**

Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

$M_{ua} = M_u + N_u (d - \frac{h}{2}) \Rightarrow M_{ua} = 900 + 2875.5 (0.08 - \frac{0.1}{2}) \Rightarrow M_{ua} = 986.26 N.m$

IV.2.4.1. Les armatures fictives :

$\mu = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} [3]$

$\mu = \frac{986.26 \times 10^3}{14.16 \times 1000 \times 80^2} = 0.010 / f_{bu} = 14.16 MPa$

$\mu = 0.010 < \mu_{lim} = 0.392$

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

$\mu = 0.010 < \mu_l = 0.186 \dots\dots\dots$ Pivot A

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\mu = 0.010 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.012 \\ Z = 79.61 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [3]$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{986.26 \times 10^3}{348 \times 79.61} = 35.59 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } A^u = 0.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} [3]$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1000 \times 80 \times \frac{2.1}{400} = 96.60 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 0.96 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max(A^u; A_{\min}) \Rightarrow A_s = \max(0.35; 0.96)$$

Alors :

$$A_s = 0.96 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte : } \mathbf{4T8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91) [3]**

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}[3]} \Rightarrow 0.96 < 2.01 \dots\dots\dots(\text{cv}).$$

➤ **L'espacement « e » :**

$$e \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) [3]$$

$$e \leq \min(30; 33 \text{ cm}) \Rightarrow e \leq 30 \text{ cm}$$

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

IV.2.4.2. Armature de répartition : [3]

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } \mathbf{4T6} = 1.13 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement « e » :**

$$e \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) [3]$$

$$e \leq \min(40; 45 \text{ cm}) \Rightarrow e \leq 40 \text{ cm}$$

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

IV.2.4.3. Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}$ [3] tel que :

$$\bar{\tau} = \min (0.15f_{c28}/\gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \dots\dots\dots(\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1500}{1000 \times 80} = 0.018 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.018 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{cv}).$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.2.5. Vérification à L'ELS :

IV.2.5.1. Vérification des contraintes :

On doit vérifier que :

Pour le béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28} [3]$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.60 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Pour l'acier :

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e , 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 266.66 \text{ MPa} [3]$$

$$\alpha_r = \frac{n \times \overline{\sigma}_{bc}}{n \times \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}}$$

$$n = 15$$

$$\alpha_r = \frac{15 \times 15}{(15 \times 15) + 266.66} = 0.45$$

$$\mu_r = \frac{\alpha_r}{2} \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = \frac{0.45}{2} \left(1 - \frac{0.45}{3} \right)$$

$$\Rightarrow \mu_r = 0.19$$

Moment de service limite :

$$\overline{M}_1 = \mu_r \times b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{M}_1 = 0.19 \times 1000 \times 80^2 \times 15 = 18240000 \text{ N.mm} \Rightarrow \overline{M}_1 = 18240 \text{ N.m}$$

$$\overline{M}_{ser} = M_{ser} + N_{ser} \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$\overline{M}_{ser} = 600 + 2130 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) \Rightarrow \overline{M}_{ser} = 663.9 \text{ N.m}$$

$$\overline{M}_{ser} < \overline{M}_1 \Rightarrow 663.9 \text{ N.m} < 18240 \text{ N.m} \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

⇒ $A' = 0$ (La section est sans aciers comprimés).

$$Z = d (1 - \alpha_r / 3) = 68 \text{ mm}$$

$$A_{st} = \frac{\overline{M}_{ser}}{Z_1 \times \sigma_{st}} = \frac{663.9 \times 10^3}{68 \times 266.66} = 36.61 \text{ mm}^2$$

$$\text{D'où: } A_s = A_{st} \cdot \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}} \Rightarrow A_s = 36.61 \cdot \frac{2130}{266.66} = 28.62 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 0.28 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$A_s = \max (A_s ; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max (0.28 ; 0.96)$$

$$\text{Alors : } A_s = 0.96 \text{ cm}^2$$

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

IV.2.6. Schéma de Ferrailage

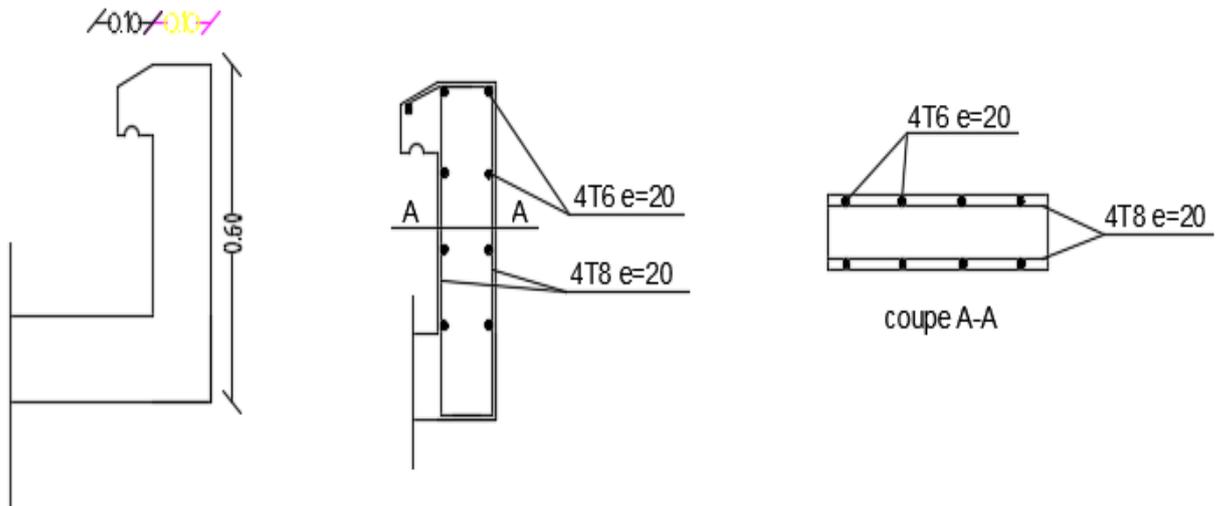


Figure.IV.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

IV.3. LES ESCALIERS :

L'escalier travaille à la flexion simple. On considère la dalle comme une poutre sollicitée à une charge uniformément répartie, et en tenant compte des types d'appuis sur lesquels elle repose.

IV.3.1. Combinaison des charges :

Les escaliers étudiés pour une bande de 1 m.

$$G_{\text{paillasse}} = 9605 \text{ N/m}^2 = 9605 \times 1 \text{ m} = 9605 \text{ N/ml}$$

$$G_{\text{palier}} = 6400 \text{ N/m}^2 = 6400 \times 1 \text{ m} = 6400 \text{ N/ml}$$

$$Q = 2500 \text{ N/m}^2 = 2500 \times 1 \text{ m} = 2500 \text{ N/ml}$$

$$\text{ELU} : P_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$\text{ELS} : P_{\text{ser}} = G + Q$$

Tableau IV.1 : les combinaisons des charges de l'escalier.

| Désignation | Paillasse(N/ml) | Palier (N/ml) |
|-------------|-----------------|---------------|
| ELU | 16716.75 | 12390 |
| ELS | 12105 | 8900 |

IV.3.2. Détermination des sollicitations :

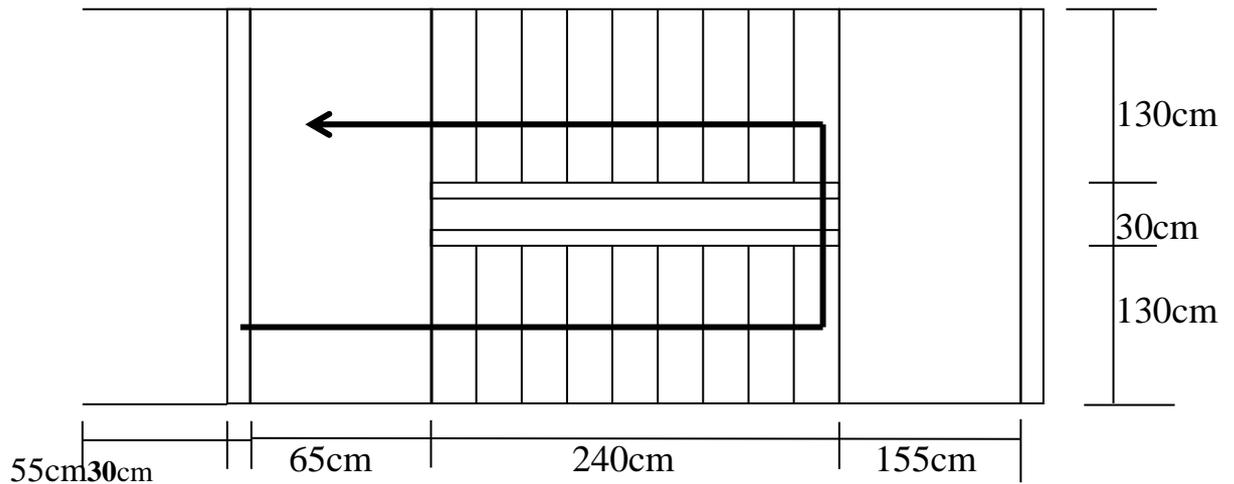


Figure.IV.4 : Vue en plan d'escalier

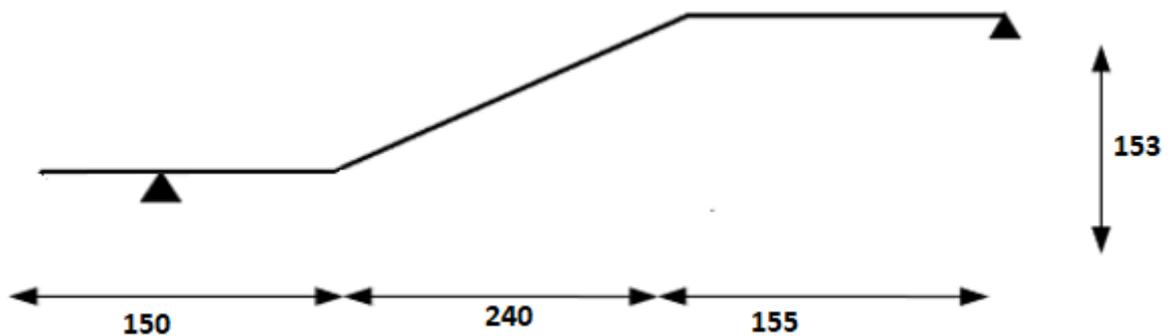


Figure.IV.5 : Schéma statique d'escaliers

✓ La charge équivalente : $q_{\text{éq}} = \frac{q_1 \times l_1 + q_2 \times l_2 + q_3 \times l_3}{l_1 + l_2 + l_3}$ [3]

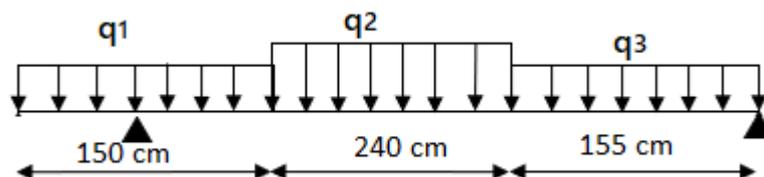


Figure IV.6 : La charge équivalente.

- ✓ Le moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{\text{éq}} \times l^2}{8}$
- ✓ Le moment sur appui : $M_a = 0.2M_0$
- ✓ Le moment sur travée : $M_t = 0.9M_0$
- ✓ L'effort tranchant : $T_u = \frac{q_{\text{éq}} \times l}{2}$ [3]

Tableau IV.2 : Détermination des sollicitations.

| Désignation | $q_{\text{éq}}$ (N/ml) | M_0 (N.m) | M_a (N.m) | M_t (N.m) | $ql^2/2$ (N.m) | T_u (N) |
|-------------|---------------------------|-------------|----------------|----------------|-------------------|--------------|
| ELU | 14295.35 | 53075.95 | 10615.19 | 47768.35 | 2162.17 | 38954.82 |
| ELS | 10311.37 | 38284.18 | 7656.83 | 34455.76 | 1559.59 | 28098.48 |

IV.3.3. Les Diagramme des moments et des efforts tranchants :

E.L.U:

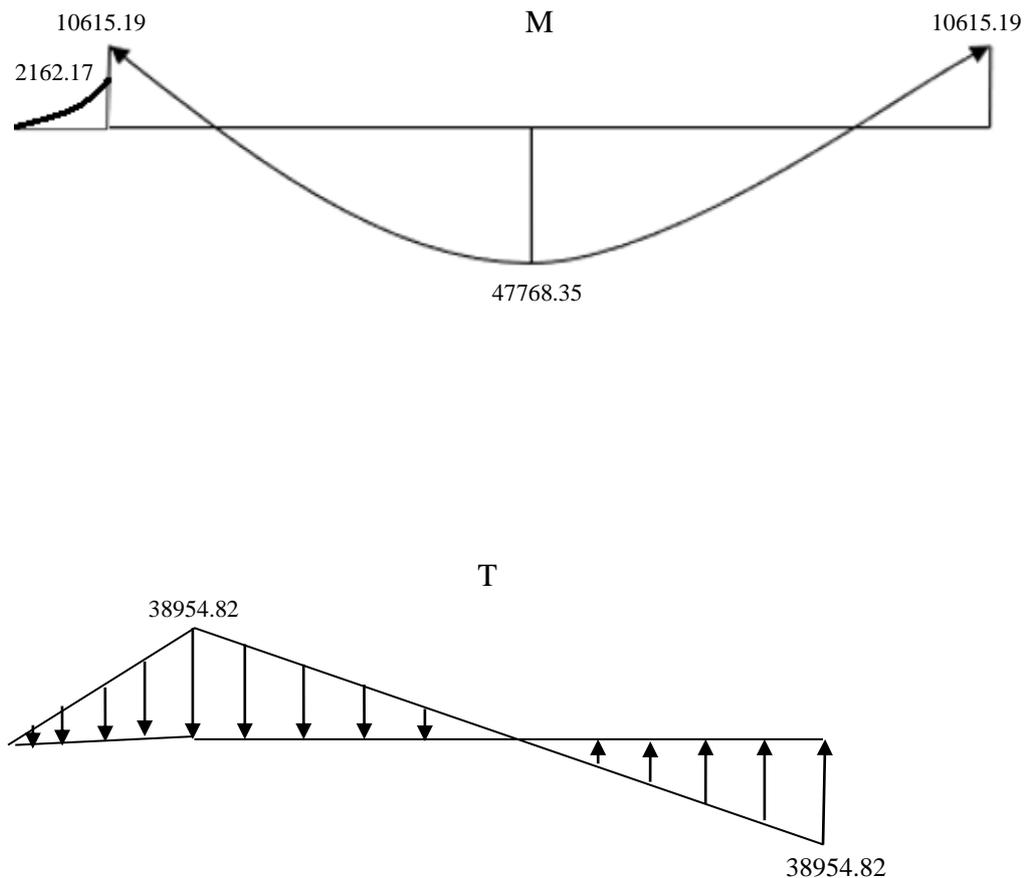


Figure IV.7: Diagramme des moments et des efforts tranchants en E.L.U.

E.L.S :

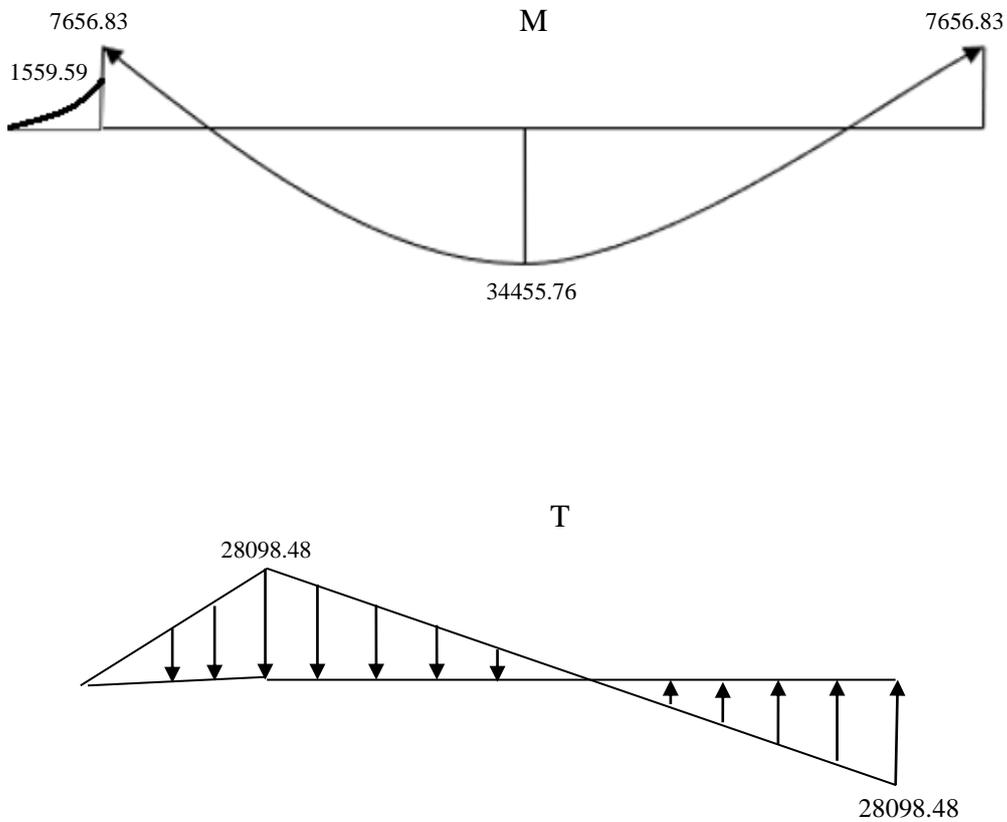


Figure IV.8: Diagramme des moments et des efforts tranchants en E.L.S.

IV.3.4. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage sera déterminé par une bande de 1m de longueur soumise à la flexion simple.

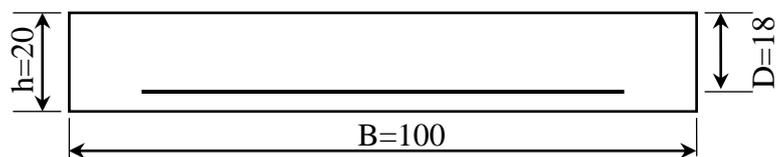


Figure.IV.9 : La section équivalente de calcul d'escalier.

- ✓ Epaisseur de la section : $h = 0.20\text{m}$
- ✓ Largeur de la section : $b = 1\text{ m}$
- ✓ Enrobage : $c = 0.02\text{ m}$
- ✓ Hauteur utile : $d = h - c$ $d = 0.18\text{ m}$

IV.3.4.1. Le ferrailage à ELU :**a) En travée :**

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \quad [3] \quad \mu = \frac{47768.35 \times 10^3}{14.16 \times 1000 \times 180^2} = 0.104 / f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.104 < \mu_{lim} = 0.392$$

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

$$\mu = 0.104 < \mu_l = 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot A}$$

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

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$\mu = 0.104 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.137 \\ Z = 170.13 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [3]$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{47768.35 \times 10^3}{348 \times 170.13} = 806.82 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Donc : } A^u = 8.06 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad [3]$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 1000 \times 180 \times \frac{2.1}{400} = 217.35 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 2.17 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max (A^u ; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max (8.06 ; 2.17)$$

Alors :

$$A_s = 8.06 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte : } 6T14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91)[3]**

$$A_{min} < A_{adopte} [3] \Rightarrow 2.17 < 9.24 \dots\dots\dots (cv).$$

➤ **L'espacement « e »**

$$e \leq \min (3h ; 33\text{cm}) [3]$$

$$e \leq \min (60 ; 33\text{cm}) \Rightarrow e \leq 33 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } St = \frac{100}{6} = 17 \text{ cm}$$

❖ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} [3] \Rightarrow \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{on adopte : } \mathbf{3T10} = 2.36 \text{ cm}^2$$

➤ L'espace « e » :

$$e \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) [3]$$

$$e \leq \min(80 ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow e \leq 45 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } St = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

b) Sur appui :

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} [3] \Rightarrow \mu = \frac{10615.19 \times 10^3}{14.16 \times 1000 \times 180^2} = 0.023 / f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.023 < \mu_{lim} = 0.392$$

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

$$\mu = 0.023 < \mu_l = 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot A}$$

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

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$\mu = 0.023 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.029 \\ Z = 177.91 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [3]$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{10615.19 \times 10^3}{348 \times 177.91} = 171.45 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Donc : } A^u = 1.71 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} [3]$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 1000 \times 180 \times \frac{2.1}{400} = 217.35 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 2.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max(A^u ; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max(1.71 ; 2.17)$$

Alors :

$$A_s = 2.17 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{on adopte : } \mathbf{5T10} = 3.93 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91) [3]**

$A_{min} < A_{adopte}$ [3] $\Rightarrow 2.17 < 3.93$ vérifiée.

➤ **L'espacement « e » :**

$e \leq \min(3h ; 33cm)$ [3]

$e \leq \min(60 ; 33cm) \Rightarrow e \leq 33$ cm

On prend : $e = 20$ cm

❖ **Armature de répartition :**

$A_r = \frac{A_s}{4}$ [3] $\Rightarrow \frac{3.93}{4} = 0.98cm^2$ \Rightarrow on adopte : **5T8** = 2.51cm²

➤ **L'espacement « e » : [3]**

$e \leq \min(4h ; 45cm) \Rightarrow e \leq \min(80 ; 45cm)$

Donc : $e \leq 45$ cm

On prend : $e = 20$ cm

c) Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}$ [3] tel que :

$\bar{\tau} = \min(0.2f_{c28} / \gamma_b ; 5MPa)$ (Fissuration peu préjudiciable)

$\bar{\tau} = \min(3.33 MPa ; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33 MPa$

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{38954.82}{1000 \times 180} = 0.21 MPa$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.21 MPa < 3.33 MPa$ vérifiée.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.3.4.2. Le ferrailage à ELS :

a) En travée :

Moment ultime réduite :

$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2}$ [3] $\Rightarrow \mu = \frac{34455.76 \times 10^3}{14.16 \times 1000 \times 180^2} = 0.075 / f_{bu} = 14.16 MPa$

$\mu = 0.075 < \mu_{lim} = 0.392$

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

$\mu = 0.075 < \mu_1 = 0.186$ Pivot A

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

$Z = d (1 - 0.4\alpha)$

$\mu = 0.075 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.097 \\ Z = 173.01 \text{ mm} \end{cases}$

$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [3]$

$\Rightarrow A^u = \frac{34455.76 \times 10^3}{348 \times 173.01} = 572 \text{ mm}^2$

Donc : $A^u = 5.72 \text{ cm}^2$

$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} [3]$

$A_{\min} \geq 0.23 \times 1000 \times 180 \times \frac{2.1}{400} = 217.35 \text{ mm}^2$

$\Rightarrow A_{\min} \geq 2.17 \text{ cm}^2$

Donc : $A_s = \max (A^u ; A_{\min}) \Rightarrow A_s = \max (5.72 ; 2.17)$

Alors :

$A_s = 5.72 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ on adopte : **5T14** = 7.70 cm²

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$A_{\min} < A_{\text{adopte}} [3] \Rightarrow 1.93 < 5.65$ vérifiée.

➤ **L'espacement « e » :**

$e \leq \min (3h ; 33\text{cm}) [3]$

$e \leq \min (60 ; 33\text{cm}) \Rightarrow e \leq 33 \text{ cm}$

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

❖ **Armature de répartition :**

$A_r = \frac{A_s}{4} [3] \Rightarrow \frac{7.70}{4} = 1.92 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ on adopte : **5T8** = 2.51 cm²

➤ **L'espacement « e » :**

$e \leq \min (4h ; 45\text{cm}) [3]$

$e \leq \min (80 ; 45\text{cm}) \Rightarrow e \leq 45 \text{ cm}$

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

b) Sur appui :

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \quad [3] \quad \Rightarrow \quad \mu = \frac{7656.83 \times 10^3}{14.16 \times 1000 \times 180^2} = 0.016 \quad / f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.016 < \mu_{lim} = 0.392$$

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

$$\mu = 0.016 < \mu_1 = 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot A.}$$

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

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.016 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \alpha = 0.02 \\ Z = 178.56 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [3]$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{7656.83 \times 10^3}{348 \times 178.56} = 123.22 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Donc : } A^u = 1.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad [3]$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 1000 \times 180 \times \frac{2.1}{400} = 217.35 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 2.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A^u ; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max (1.23 ; 2.17)$$

Alors :

$$A_s = 2.17 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{on adopte : } \mathbf{5T10} = 3.93 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{min} < A_{\text{adopte}} [3] \Rightarrow 2.17 < 3.93 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ **L'espacement « e » :**

$$e \leq \min (3h ; 33\text{cm}) [3]$$

$$e \leq \min (60 ; 33\text{cm}) \Rightarrow e \leq 33 \text{ cm}$$

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

❖ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} [3] \Rightarrow \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte : } 5T8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement « e » :**

$$e \leq \min (4h ; 45\text{cm}) [3]$$

$$e \leq \min (72 ; 45\text{cm}) \Rightarrow e \leq 45 \text{ cm}$$

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

c) Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}$ [3] tel que :

$$\bar{\tau} = \min (0.2f_{c28} / \gamma_b ; 5\text{MPa}) \dots\dots\dots (\text{Fissuration peu préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{28098.48}{1000 \times 180} = 0.156 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.156 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.3.5. Vérification à ELS :

IV.3.5.1. Vérification des contraintes :

a) En travée :

On doit vérifier que :

Pour le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28} [3]$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Pour l'acier :

La fissuration est peu préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{ MPa} [3]$$

Donc la vérification d'acier n'a pas nécessaire

• **La contrainte de béton :**

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

y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.

I : Moment d'inertie.

$$M_{ser} = 34455.76 \text{ N.m} ; A_{st} = 7.70 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$1/2 by^2 + \eta (d-y) A_{sc} - \eta A_{st}(d-y) = 0$$

$$\eta = 15 \quad \text{si : } (A_{sc} = 0)$$

$$50y^2 - 7.70 \times 15 (18 - y) = 0 ; \sqrt{\Delta} = 655.08$$

$$y = 5.39 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie :

$$I = 1/3 b.y^3 + \eta A_{st}(d-y)^2 + \eta A_{sc}(d-y)^2 = 0$$

$$I = (100 \times 5.39^3) / 3 + 15 \times 7.70 (18 - 5.39)^2 = 23585.59 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{34455.76 \times 10^3 \times 53.9}{23585.59 \times 10^4} = 7.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.87 \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc : Il n'ya pas risque de fissuration du béton en compression.

b) En appui :

• **La contrainte de béton :**

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

y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.

I : Moment d'inertie.

$$M_{ser} = 7656.83 \text{ N.m} ; A_{st} = 3.93 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$1/2 by^2 + \eta (d-y) A_{sc} - \eta A_{st}(d-y) = 0$$

$$\eta = 15 \quad \text{si : } (A_{sc} = 0)$$

$$50y^2 - 3.93 \times 15 (18 - y) = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 464.42$$

$$y = 4.05 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie :

$$I = 1/3 b.y^3 + \eta A_{st}(d-y)^2 + \eta A_{sc}(d-y)^2 = 0$$

$$I = (100 \times 4.05^3) / 3 + 15 \times 3.93 (18 - 4.05)^2 = 13686.15 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7656.83 \times 10^3 \times 40.5}{13686.15 \times 10^4} = 2.26 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.263 \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Donc : il n'ya pas risque de fissuration du béton en compression.

IV.3.5.2. La vérification de la flèche :

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_o}$ [3]

Nous avons :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{490} = 0.040 \leq \frac{1}{16} = 0.062$ non vérifiée.

Donc : La vérification de la flèche est nécessaire.

D'après le [BAEL 91] la flèche totale est : $\Delta\sigma_T = \sigma_v - \sigma_i$ [3]

La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \text{ si : } L < 5\text{m}$$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \text{ si : } L > 5\text{m}$$

$$\begin{cases} \delta_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E_i I_{\delta i}} \dots\dots\dots \text{Flèche due aux charges instantanées.} \\ \delta_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E_v I_{\delta v}} \dots\dots\dots \text{Flèche due aux charges différées.} \end{cases}$$

Dans notre cas : $L = 4.90 \text{ m}$

Moment d'inertie de la section totale homogène :

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

$$\Rightarrow I_0 = \frac{100 \times 20^3}{12} + 15 \times 7.70 \left(\frac{20}{2} - 18\right)^2 = 74058.66 \text{ cm}^4$$

Moment d'inertie fictif:

$$I_{\delta i} = \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

$$I_{\delta v} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec : $\lambda_i = \frac{0.05 \times F_{t28}}{\rho(2+3\frac{b_0}{b})}$ Pour la déformation instantanée.

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times Ft_{28}}{\rho(2+3\frac{b_0}{b})} = 0.4\lambda_i \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times Ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + Ft_{28}} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times Z} \text{ et : } Z = d - \frac{y}{3}$$

$$y = \frac{\frac{bh^2}{2} + A_s \times d}{bh + 15A_s} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 7.70 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 7.70} \Rightarrow y = 9.51$$

$$Z = 18 - \frac{9.51}{3} = 14.83 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{34455.76}{7.70 \times 14.83} = 301.73 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{7.70}{100 \times 18} = 0.0042$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0042 \times 301.73 + 2.1} = 0.48$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0042(2+3 \times \frac{100}{100})} = 5 \\ \lambda_v = 2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{\delta i} = \frac{74058.66}{1+5 \times 0.48} = 21781.95 \text{ cm}^4 \\ I_{\delta v} = \frac{1.1 \times 74058.66}{1+2 \times 0.48} = 41563.53 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164.2 \text{ MPa.} \\ E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818.86 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_i = \frac{34455.76 \times 4.90^2 \times 10^5}{10 \times 32164.21 \times 21781.95} = 11.80 \text{ mm} \\ \delta_v = \frac{34455.76 \times 4.90^2 \times 10^5}{10 \times 10818.86 \times 41563.53} = 18.39 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Alors : $\Delta\sigma_t = \sigma_v - \sigma_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_T = 18.39 - 11.80 = 6.59 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4900}{500} = 9.8 \text{ mm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

IV.3.6. Etude de la poutre palière :

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier.

La poutre palière sert d'encastrement au palier, prévue pour être un support d'escalier elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier.

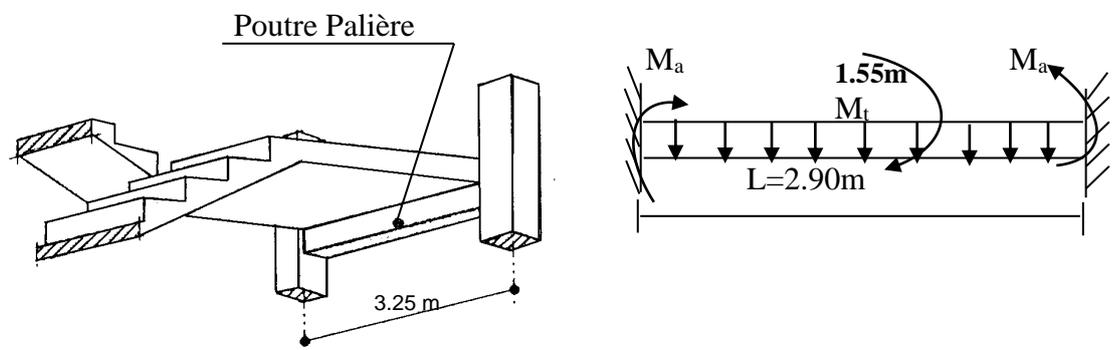


Figure IV.10 : La poutre de palière.

IV.3.6.1. Dimensionnement :

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA 93.[2] et vérifié en considérant le RAP 99/version 2003.[1]

- La hauteur « H » de la poutre palier doit être :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} C_m \text{ [2]}$$

$$\frac{290}{15} \leq h \leq \frac{290}{10}$$

$$19.33 \leq h \leq 29 \text{ On prend : } h = 35 \text{ cm}$$

- La largeur b de la poutre palière doit être :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \text{ [2]}$$

$$10.5 \leq b \leq 24.5 \text{ On prend : } b = 30$$

❖ Selon le RPA99/ version 2003 :

$$h \geq 30 ; \quad b \geq 20 ; \quad \frac{h}{b} < 4[1]$$

$h \geq 30 : h = 35$ Vérifier

$b \geq 20 : b=30$ Vérifier

$$\frac{h}{b} < 4 : \frac{35}{30} = 1.16 < 4 \text{vérifier}$$

Donc : on choisit une section de la poutre palière $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

IV.3.6.2. Evaluation des charges :

- Le poids propre de la poutre palière :

$$G_{pp} = 0.30 \times 0.35 \times 25000 \times 1\text{ml} = 2625 \text{ N/ml}$$

- Réaction de la paillasse et de palier :

$$\text{ELU} : T_u = \frac{q_{\acute{e}q} \times l}{2} \Rightarrow T_u = \frac{14295.35 \times 5.45}{2} = 38954.82 \text{ N}$$

$$\text{ELS} : T_s = \frac{q_{\acute{e}q} \times l}{2} \Rightarrow T_s = \frac{10311.37 \times 5.45}{2} = 28098.48 \text{ N}$$

IV.3.6.3. Combinaison des charges :

ELU :

$$P_u = 1.35 \times G + T_u$$

$$p_u = 1.35 \times 2625 + 38954.82 = 42498.57 \text{ N/ml}$$

ELS :

$$p_s = G + T_s$$

$$p_s = 2625 + 28098.48 = 30723.48 \text{ N/ml}$$

IV.3.6.4. Détermination des sollicitations :

ELU :

Le moment isostatique :

$$M_{0u} = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{42498.57 \times 2.9^2}{8} = 44676.62 \text{ N.m}$$

Les efforts tranchants :

$$T_u = R_a = R_b = \frac{P_u \times L}{2} = 61622.92 \text{ N}$$

Les moments en appuis et sur travée :

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 44676.62 = 37975.12 \text{ N.m}$$

$$M_a = 0.3 \times M_0 = 0.3 \times 44676.62 = 13402.98 \text{ N.m}$$

ELS :

Le moment isostatique :

$$M_{0s} = \frac{P_s \times L^2}{8} = \frac{30723.48 \times 2.9^2}{8} = 32298.05 \text{ N.m}$$

Les efforts tranchants :

$$T_s = R_a = R_b = \frac{P_s \times L}{2} = 44549.04 \text{ N}$$

Les moments en appuis et sur travée :

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 32298.05 = 27453.34 \text{ N.m}$$

$$M_a = 0.3 \times M_0 = 0.3 \times 32298.05 = 9689.41 \text{ N.m}$$

IV.3.6.5. Calcul du Ferrailage :

- ✓ Epaisseur de la section : $h = 0.35 \text{ m}$
- ✓ Largeur de la section : $b = 0.30 \text{ m}$
- ✓ Enrobage : $c = 0.02 \text{ m}$
- ✓ Hauteur utile : $d = h - c = 0.33 \text{ m}$

❖ **Flexion simple :**

IV.3.6.5.1. Le ferrailage à ELU :

a) En travée :

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \quad [3] \Rightarrow \quad \mu = \frac{37975.12 \times 10^3}{14.16 \times 300 \times 330^2} = 0.082 \quad / f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.082 < \mu_{lim} = 0.392$$

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

$$\mu = 0.082 < \mu_l = 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot A}$$

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

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$\mu = 0.082 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.107 \\ Z = 315.87 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [3]$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{37975.12 \times 10^3}{348 \times 315.87} = 345.47 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Donc : } A^u = 3.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad [3]$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 300 \times 330 \times \frac{2.1}{400} = 119.54 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 1.19 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \max (A^u ; A_{\min}) \Rightarrow A_s = \max (3.45 ; 1.19)$

Alors :

$$A_s = 3.45 \text{ cm}^2$$

b) En appui :

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \text{ [3]} \Rightarrow \mu = \frac{13402.98 \times 10^3}{14.16 \times 300 \times 330^2} = 0.028 \quad / f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.028 < \mu_{lim} = 0.392$$

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

$$\mu = 0.028 < \mu_l = 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot A}$$

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

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$\mu = 0.028 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.035 \\ Z = 325.38 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad \text{[3]}$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{13402.98 \times 10^3}{348 \times 325.38} = 118.36 \text{ mm}^2$$

Donc : $A^u = 1.18 \text{ cm}^2$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \text{ [3]}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 300 \times 330 \times \frac{2.1}{400} = 119.54 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 1.19 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \max (A^u ; A_{\min}) \Rightarrow A_s = \max (1.18 ; 1.19)$

Alors :

$$A_s = 1.19 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} \text{ [3]} \Rightarrow 1.19 < 3.39 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

➤ **Section des Armature transversale :**

$$\phi \leq \min (h / 35 ; b / 15 ; \phi_{L \min}) \text{ [3]} \Rightarrow \min (35/35 ; 30/15 ; 1)$$

⇒ min (1 ; 2 ; 1)

On adopte : $\phi_t \approx 8\text{mm}$

➤ **L'espacement S_t :(BAEL91)**

$$S_t \leq \min (0.9 \times d; 40 \text{ cm}) [3] \Rightarrow \min (0.9 \times 33; 40 \text{ cm}) = (29.7; 40 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_t \leq 29.7 \text{ cm}$$

On adopte: $S_t = 15 \text{ cm}$

c) Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}$ [1] tel que :

$$\bar{\tau} = \min (0.2 f_{c28} / \gamma_b ; 5\text{MPa}) \dots\dots\dots (\text{Fissuration peu préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{61622.92}{300 \times 330} = 0.62 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.62\text{MPa} < 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la fibre moyenne.

IV.3.6.5.2. Le ferrailage à ELS :

a) En travée :

Tableau IV.3 : Les Résultats de ferrailage en travée de la poutre palière à ELS.

| M_t (N.m) | μ | μ_i | α | Z(mm) | A (cm ²) | A _{adopt} (cm ²) |
|-------------|-------|---------|----------|--------|----------------------|---------------------------------------|
| 27453.34 | 0.059 | 0.392 | 0.076 | 319.96 | 2.46 | 4.62 |

b) En Appui :

Tableau IV.4 : Les Résultats de ferrailage en appui de la poutre palière à ELS.

| M_a (KN.m) | μ | μ_i | α | Z(mm) | A (cm ²) | A _{adopt} (cm ²) |
|--------------|-------|---------|----------|-------|----------------------|---------------------------------------|
| 9689.41 | 0.02 | 0.392 | 0.025 | 326.7 | 0.85 | 3.39 |

IV.3.6.6. Vérification à ELS :

IV.3.6.6.1. Vérification des contraintes :

a) En travée :

On doit vérifier que :

Pour le béton :

$$\sigma_{bc} = 0.60 f_{c28} [3]$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Pour l'acier :

La fissuration est peu préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e \quad [3]$$

La vérification de l'acier n'a pas nécessaire

- **La contrainte de béton :**

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

y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.

I : Moment d'inertie.

$$M_{ser} = 27453.34 \text{ N.m} ; A_{st} = 4.62 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$1/2 by^2 + \eta (A_{st} - A_{sc}) y - \eta (A_{sc} + A_{st} \times d) = 0$$

$$\eta = 15 \quad \text{si : } (A_{sc} = 0)$$

$$1/2 by^2 + 15A_{st} \times y - 15 \times A_{st} \times d = 0$$

$$15y^2 + 15 \times 4.62 \times y - 15 \times 4.62 \times 33 = 0 ; \sqrt{\Delta} = 376.85$$

$$y = 10.25 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie :

$$I = 1/3 b.y^3 + \eta A_{st}(d-y)^2 + \eta A_{sc}(d-y)^2 = 0$$

$$I = (30 \times 10.25^3) / 3 + 15 \times 4.62 (33 - 10.25)^2 = 46635.98 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{27453.34 \times 10^3 \times 102.5}{46635.98 \times 10^4} = 6.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.03 \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Donc : il n'ya pas risque de fissuration du béton en compression.

- b) **En appui :**

- **La contrainte de béton :**

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

y: distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.

I : Moment d'inertie.

$$M_{ser} = 9689.41 \text{ N.m} ; A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$1/2 by^2 + \eta (A_{st} - A_{sc}) y - \eta (A_{sc} + A_{st} \times d) = 0$$

$$\eta = 15 \quad \text{si : } (A_{sc} = 0)$$

$$1/2 by^2 + 15A_{st} \times y - 15 \times A_{st} \times d = 0$$

$$15y^2 + 15 \times 3.39 \times y - 15 \times 3.39 \times 33 = 0 ; \sqrt{\Delta} = 321.35$$

$$y = 9.01 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie :

$$I = 1/3 b.y^3 + \eta A_{st}(d-y)^2 + \eta A_{sc}(d-y) = 0$$

$$I = (30 \times 9.01^3) / 3 + 15 \times 3.39 (33 - 9.01)^2 = 36579.52 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9689.41 \times 10^3 \times 90.1}{36579.52 \times 10^4} = 2.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.38 \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Donc : il n'ya pas risque de fissuration du béton en compression.

IV.3.6.6.2. La vérification de la flèche :

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_o}$ [3]

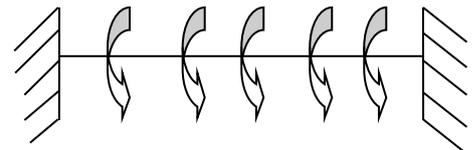
Nous avons :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{290} = 0.12 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$
- $\frac{4.62}{30 \times 33} = 0.0046 \leq \frac{4,2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$
- $\frac{35}{290} = 0.12 \geq \frac{27453.34}{10 \times 32298.05} = 0.084 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$

Donc : La vérification de la flèche n'a pas nécessaire.

IV.3.6.7. Etude de la poutre palière à la torsion :

La poutre palière est soumise à un moment de torsion uniformément repart sur sa longueur, c'est le moment sur appui de l'escalier.



$$M_{tor} = \frac{Ma \times l}{2} ; \quad Ma = 0.3M_o$$

Ma : moment d'appui de la paillasse et du palier sur la poutre palière.

$$\Rightarrow Ma = 0.3 \times 53075.95 = 15922.78 \text{ N.m}$$

$$\Rightarrow M_{tor} = \frac{15922.78 \times 2.9}{2} = 23088.03 \text{ N.m}$$

$$\tau_u = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} \quad [3]$$

e = épaisseur de la section creuse.

Ω = crise du contour de la section creuse.

$$e = \frac{b}{6} \Rightarrow e = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

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

$$\tau_u = \frac{23088.03 \times 10^3}{2 \times 750 \times 10^2 \times 50} = 3.07 \text{ MPa}$$

IV.3.6.7.1. Justification du béton :

Pour notre cas : section pleine et d’après la **BAEL91**, on doit avoir :

$$\tau_{ut}^2 + \tau_{uv}^2 \leq \bar{\tau}_u^2 [3]$$

$$\tau_{uv} = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_{uv} = \frac{61622.92}{300 \times 330} = 0.62 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{61622.92}{300 \times 330} = 0.62 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{(3.07^2 + 0.62^2)} = 3.13 \Rightarrow 3.13 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la fibre moyenne.

❖ **Calcul des armatures longitudinales :**

ΣA_l : sont des sections d’acier long de torsion.

μ : périmètre de contour d’air Ω.

S_i : équidistance selon ces axes.

A_l : section d’un cours des cadres de torsion orthogonaux à l’axe de la pièce.

$$\mu = 2 [(30-5) + (35-5)] = 110 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_{tor} \times u \times v_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_l = \frac{23088.03 \times 10^3 \times 1100 \times 1.15}{2 \times 750 \times 10^2 \times 400} \Rightarrow A_l = 486.77 \text{ mm}^2$$

$$A_l = 4.86 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures transversales :**

➤ **L'espacement S_t :(BAEL91)**

$$S_t \leq \min (0.9 \times d; 40 \text{ cm}) [3] \Rightarrow \min (0.9 \times 33; 40 \text{ cm}) = (29.7; 40 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_t \leq 29.7 \text{ cm}$$

On adopte: $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_l = \frac{M_{tor} \times s_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_l = \frac{23088.03 \times 10^3 \times 150 \times 1.15}{2 \times 750 \times 10^2 \times 400} \Rightarrow A_l = 66.37 \text{ mm}^2$$

$$A_l = 0.66 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T8**=2.01cm² Armatures totales

Pour les armatures longitudinales :

- **En travée :**

$$A_{tot} = \begin{cases} A_t = A_t^{Fs} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 3.45 + \frac{4.86}{2} = 5.88 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3T16 = 6.03 \text{ cm}^2 \\ A_c = \frac{A_l^{tor}}{2} = \frac{4.86}{2} = 2.43 \text{ cm}^2 \quad 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **En appui :**

$$A_{tot} = \begin{cases} A_t = A_t^{Fs} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 1.19 + \frac{4.86}{2} = 3.62 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3T14 = 4.62 \text{ cm}^2 \\ A_c = \frac{A_l^{tor}}{2} = \frac{4.86}{2} = 2.43 \text{ cm}^2 \quad 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Pour les armatures transversales, on adopte :**4T8**= 2.01 cm²

IV.3.6.8. Schéma de ferrailage :

➤ **Poutres palières :**

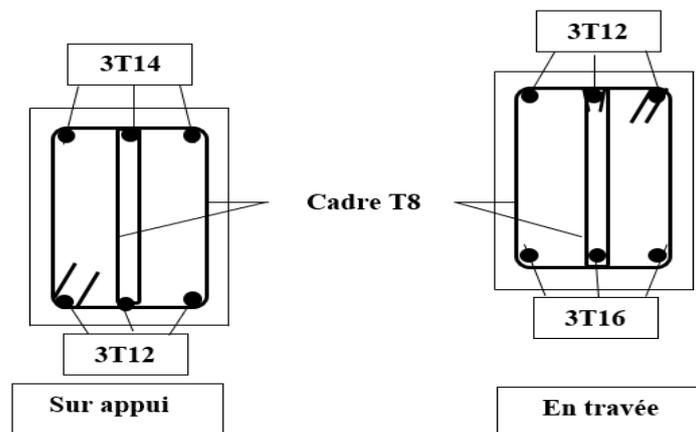


Figure IV.11 : Schéma de ferrailage de poutre palière

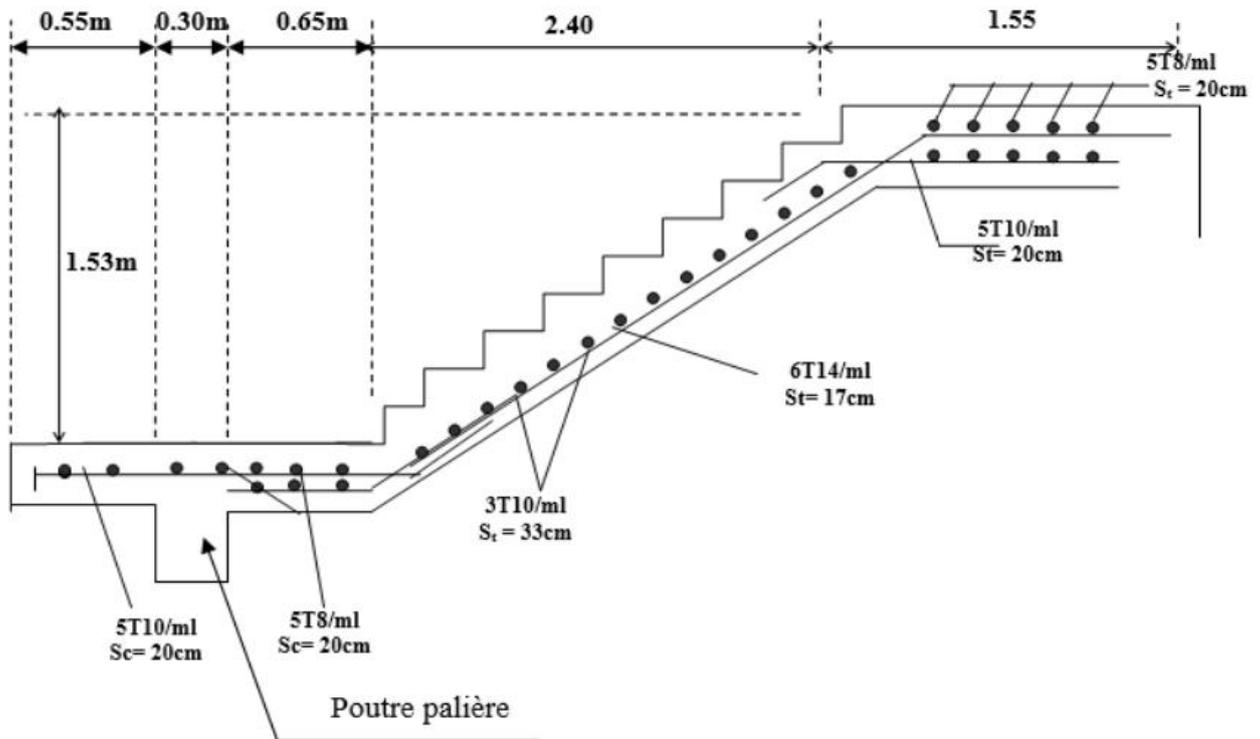


Figure.IV.12 : Schéma de ferrailage d'escalier

IV.4. LES PLANCHERS :

IV.4.1. Généralité :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

La structure étudiée comporte des plancher à corps creux. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions $(16 \times 20 \times 55) \text{ cm}^3$, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur. La nervure est calculée comme une section en T soumise à la flexion simple.

IV.4.2. Evaluation des charges appliquées à chaque nervure :

a) Plancher terrasse : (terrasse inaccessible) :

$$G_{\text{terrasse}} = 6330 \text{ N/m}^2.$$

$$Q_{\text{terrasse}} = 1000 \text{ N/m}^2.$$

$$g = G \cdot 0.65 = 6330 \times 0.65 = 4114.5 \text{ N/ml.}$$

$$q = Q \cdot 0.65 = 1000 \times 0.65 = 650 \text{ N/ml.}$$

b) Plancher étage courant :

$G_{\text{étage courant}} = 5380 \text{ N/m}^2.$

$Q_{\text{étage courant}} = 1500 \text{ N/m}^2.$

$g = G \cdot 0.65 = 5380 \times 0.65 = 3497 \text{ N/ml.}$

$q = Q \cdot 0.65 = 1500 \times 0.65 = 975 \text{ N/ml.}$

IV.4.3. Les combinaisons d'action :

❖ E.L.U : $P_u = 1,35g + 1,5q$

❖ E.L.S : $P_{ser} = g + q$

Tableau.IV.5 : Les combinaisons d'action.

| Désignation | Terrasse inaccessible | Étage courant |
|-------------|-----------------------|---------------|
| ELU | 6529.57 | 6183.45 |
| ELS | 4764.5 | 4472 |

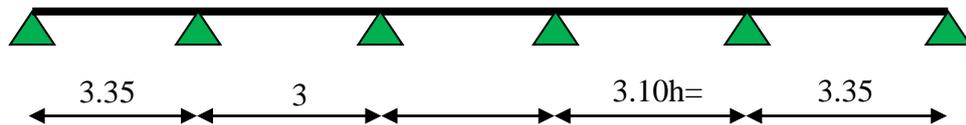
IV.4.4. Type et Position des poutrelles :

a) Différents types de poutrelles :

Dans le cas de notre projet on plusieurs types de poutrelles a étudiées :

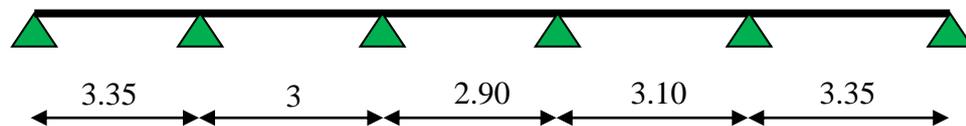
➤ **Plancher terrasse inaccessible :** on a un type de poutrelles :

Type : poutrelle sur 6 appuis à 5 travées :

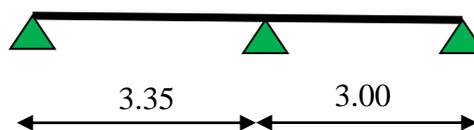


➤ **Plancher étage courant :** on a trois types de poutrelles :

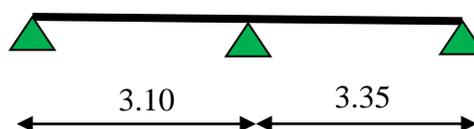
Type 1 : poutrelle sur 6 appuis à 5 travées :



Type 2 : poutrelle sur 3 appuis à 2 travées :



Type 3 : poutrelle sur 3 appuis à 2 travées :



IV.4.5. Méthodes de calculs :

Pour le calcul des sollicitations on applique la Méthode forfaitaire :

a) Conditions d'application : BAEL (Annexe E1)[3]

- C'est une méthode qui s'applique pour les poutres (poutrelles) continues et pour les dalles portant dans un seul sens ($\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$).
- Le plancher soit à surcharge modérée c'est-à-dire : $Q G \leq \min (2 ; 5\text{KN/m}^2)$.
- Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées.
- Que le rapport : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$
- La fissuration est peu préjudiciable.

b) Exposée de la méthode :

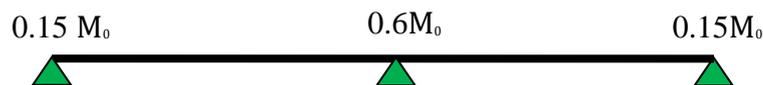
Soit une poutre continue soumise à une charge q .

Et Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ avec α : Coefficient traduit l'importance.

➤ Moment appuis :

- ✓ **Sur les Appuis de rive :** les moments sont nuls cependant on les ferraille (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale : $(-0,15M_0)$.
- ✓ **Appuis intermédiaires :**

Poutres à deux travées : Les moments sont de l'ordre de $(-0.6M_0)$.



Poutres à plus de deux travées :



Ces moments sont de l'ordre de :

- $(-0.5M_0)$: Pour les appuis voisins de l'appui de rive.
- $(-0,4M_0)$: Pour les autres appuis intermédiaires.

Tel que :

M_0 : Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

➤ **Moment en Travées :**

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes :

$$(1): M_t + \frac{(M_d + M_g)}{2} \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 1.05 M_0 \\ (1 + 0.3\alpha) M_0 \end{array} \right.$$

$$(2): \begin{cases} M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha) M_0}{2} & \text{dans une travée de intermédiaire.} \\ M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha) M_0}{2} & \text{dans une travée de rive.} \end{cases}$$

M_t : Est le maximum entre (1) et (2).

M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

➤ **Evaluation des efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondues même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive)

✓ **L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :**

- 15 % s'il s'agit d'une poutre deux travées.
- 10 % s'il s'agit d'une poutre plus de deux travées.

✓ **Soit par la méthode RDM :**

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0} \text{ (isostatique) } + (M_i - M_{i-1}) / L_i$

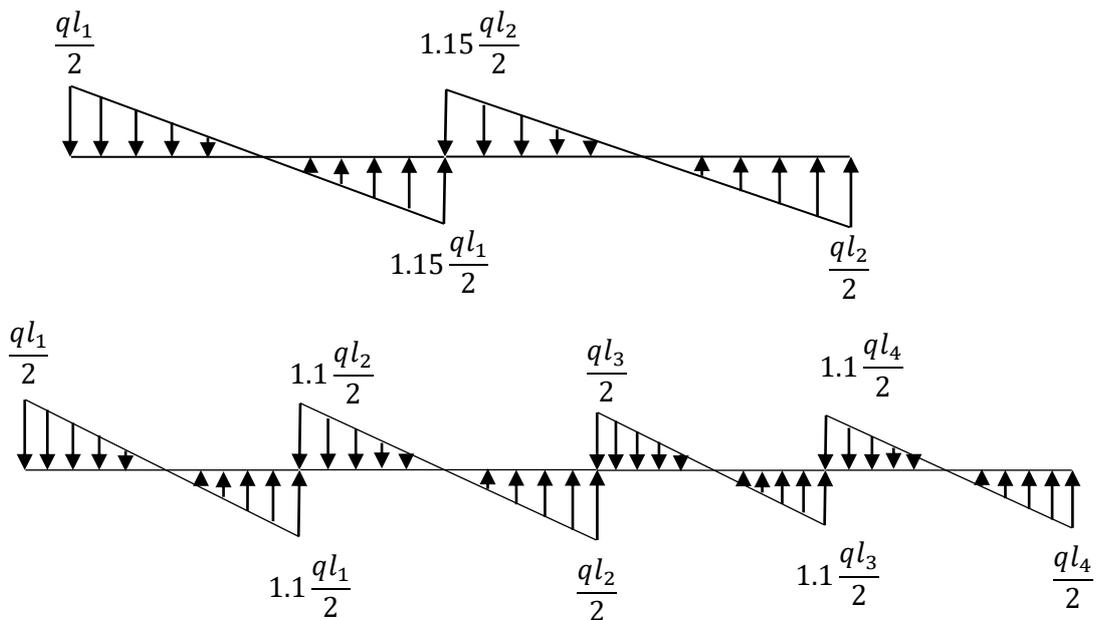


Figure.IV.13 : Evaluation des efforts tranchants.

IV.4.6. Calcul des sollicitations des poutrelles :

IV.4.6.1. Vérifications des Conditions d’application de la méthode forfaitaire :

a) Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \min (2 \times G ; 5) \text{ KN / m}^2$.

✓ Plancher terrasse inaccessible : $G = 6.33 \text{ KN / m}^2$

$$Q = 1.00 \text{ KN / m}^2 \Rightarrow 1.00 \leq \min(2 \times 6.33 ; 5) \text{ KN / m}^2 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

✓ Plancher étage courant : $G = 5.38 \text{ KN / m}^2$

$$Q = 1.5 \text{ KN / m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 5.38 ; 5) \text{ KN / m}^2 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

b) Fissuration peu préjudiciable.

c) Le moment d’inertie est constant sur tout le long de la travée.

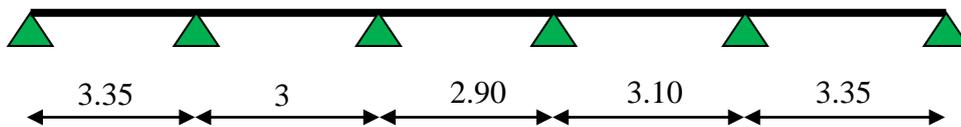
d) Le rapport $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$:

- $0.8 \leq \frac{3.35}{3} = 1.11 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$
- $0.8 \leq \frac{3}{2.90} = 1.03 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$
- $0.8 \leq \frac{2.90}{3.10} = 0.93 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$
- $0.8 \leq \frac{3.10}{3.35} = 0.92 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

Etant donné que les conditions d’application de la méthode forfaitaire sont satisfaites, nous allons procéder aux calculs des sollicitations.

IV.4.6.2. Détermination des sollicitations :

a) Plancher terrasse :



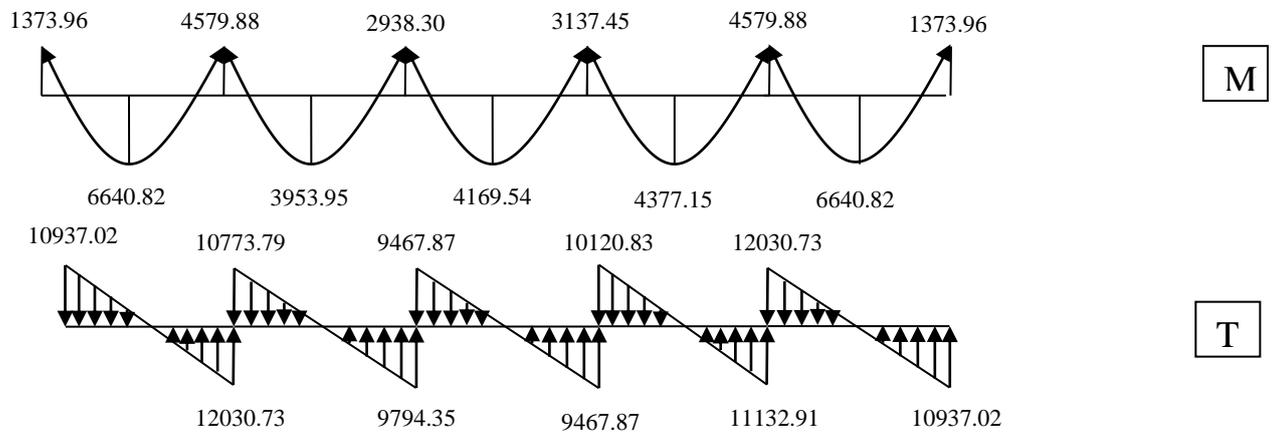
✓ E.L.U :

| Travée | L (m) | P_u (N/ml) | M_0 (N.m) | M_g (N.m) | M_d (N.m) | M_t (N.m) | T_g (N) | T_d (N) |
|----------|-------|--------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-----------|-----------|
| Travée 1 | 3.35 | 6529.57 | 9159.76 | 1373.96 | 4579.88 | 6640.82 | 10937.02 | 12030.73 |
| Travée 2 | 3 | 6529.57 | 7345.76 | 4579.88 | 2938.30 | 3953.95 | 10773.79 | 9794.35 |
| Travée 3 | 2.90 | 6529.57 | 6864.21 | 2938.30 | 3137.45 | 4169.54 | 9467.87 | 9467.87 |
| Travée 4 | 3.10 | 6529.57 | 7843.64 | 3137.45 | 4579.88 | 4377.15 | 10120.83 | 11132.91 |
| Travée 5 | 3.35 | 6529.57 | 9159.76 | 4579.88 | 1373.96 | 6640.82 | 12030.73 | 10937.02 |

✓ E.L.S :

| Travée | L (m) | P _s (N/ml) | M ₀ (N.m) | M _g (N.m) | M _d (N.m) | M _t (N.m) |
|----------|-------|-----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| Travée 1 | 3.35 | 4764.5 | 6683.70 | 1002.55 | 3341.85 | 4845.68 |
| Travée 2 | 3 | 4764.5 | 5360.06 | 3341.85 | 2144.02 | 2885.12 |
| Travée 3 | 2.90 | 4764.5 | 5008.68 | 2144.02 | 2289.34 | 3044.43 |
| Travée 4 | 3.10 | 4764.5 | 5723.35 | 2289.34 | 3341.85 | 3193.92 |
| Travée 5 | 3.35 | 4764.5 | 6683.70 | 3341.85 | 1002.55 | 4845.68 |

E.L.U :



E.L.S :

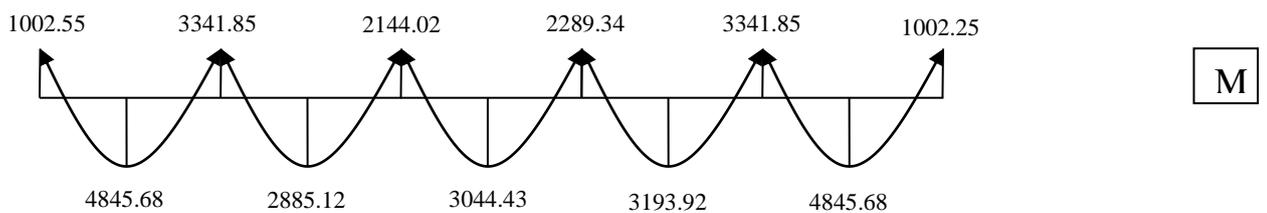


Figure.IV.14 : Evaluation des moments et efforts tranchants.

b) Plancher étage courant :

➤ Type 1 :



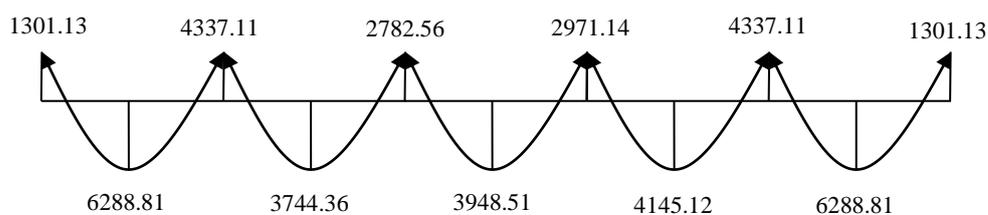
✓ E.L.U :

| Travée | L (m) | P _u (N/ml) | M ₀ (N.m) | M _g (N.m) | M _d (N.m) | M _t (N.m) | T _g (N) | T _d (N) |
|----------|----------|--------------------------|-------------------------|-------------------------|----------------------|-------------------------|-----------------------|-----------------------|
| Travée 1 | 3.35 | 6183.45 | 8674.22 | 1301.13 | 4337.11 | 6288.81 | 10357.27 | 11393 |
| Travée 2 | 3 | 6183.45 | 6956.38 | 4337.11 | 2782.56 | 3744.36 | 10202.69 | 9275.17 |
| Travée 3 | 2.90 | 6183.45 | 6500.35 | 2782.56 | 2971.14 | 3948.51 | 8966 | 8966 |
| Travée 4 | 3.10 | 6183.45 | 7427.86 | 2971.14 | 4337.11 | 4145.12 | 9584.34 | 10542.78 |
| Travée 5 | 3.35 | 6183.45 | 8674.22 | 4337.11 | 1301.13 | 6288.81 | 11393 | 10357.27 |

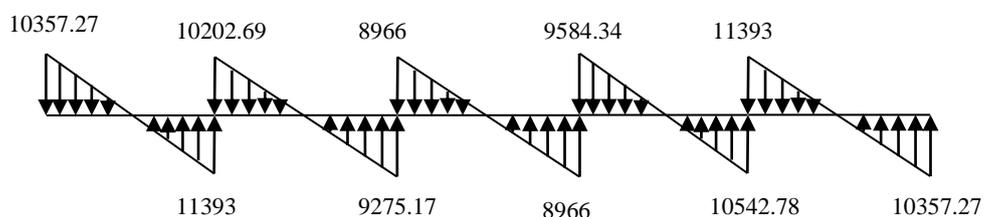
✓ E.L.S :

| Travée | L (m) | P _u (N/ml) | M ₀ (N.m) | M _g (N.m) | M _d (N.m) | M _t (N.m) |
|----------|----------|--------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| Travée 1 | 3.35 | 4472 | 6273.37 | 941 | 3136.68 | 4548.19 |
| Travée 2 | 3 | 4472 | 5031 | 3136.68 | 2012.40 | 2708.01 |
| Travée 3 | 2.9 | 4472 | 4701.19 | 2012.40 | 2148.79 | 2855.65 |
| Travée 4 | 3.10 | 4472 | 5371.99 | 2148.79 | 3136.68 | 2997.85 |
| Travée 5 | 3.35 | 4472 | 6273.37 | 3136.68 | 941 | 4548.19 |

E.L.U :



M



T

E.L.S :

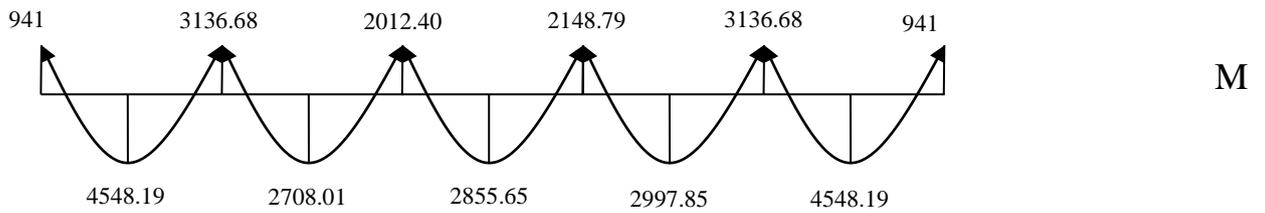
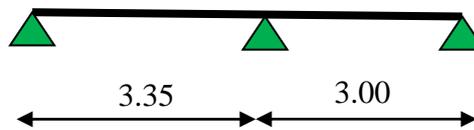


Figure.IV.15 : Evaluation des moments et efforts tranchants

➤ **Type 2 :**



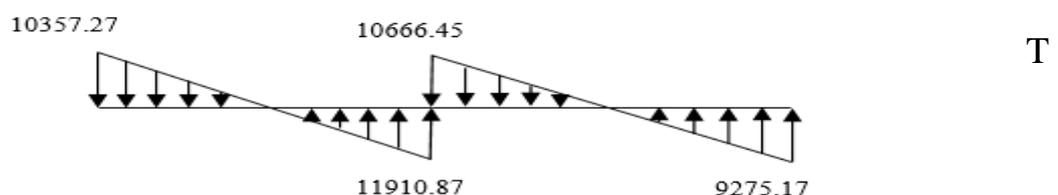
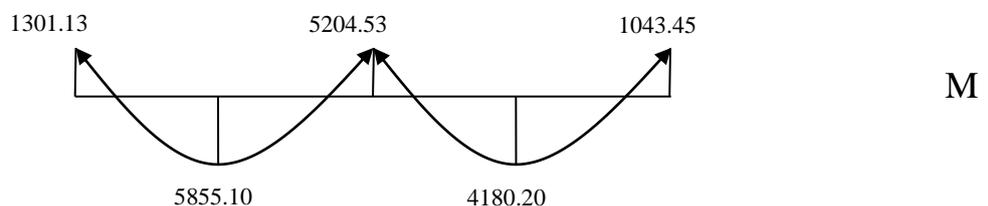
✓ **E.L.U :**

| Travée | L (m) | P _u (N/ml) | M ₀ (N.m) | M _g (N.m) | M _d (N.m) | M _t (N.m) | T _g (N) | T _d (N) |
|----------|-------|-----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|--------------------|--------------------|
| Travée 1 | 3.35 | 6183.45 | 8674.22 | 1301.13 | 5204.53 | 5855.10 | 10357.27 | 11910.87 |
| Travée 2 | 3.00 | 6183.45 | 6956.38 | 5204.53 | 1043.45 | 4180.20 | 10666.45 | 9275.17 |

✓ **E.L.S :**

| Travée | L (m) | P _s (N/ml) | M ₀ (N.m) | M _g (N.m) | M _d (N.m) | M _t (N.m) |
|----------|-------|-----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| Travée 1 | 3.35 | 4472 | 6273.37 | 941 | 3764.02 | 4234.52 |
| Travée 2 | 3.00 | 4472 | 5031 | 3764.02 | 754.65 | 3183.11 |

E.L.U :



E.L.S :

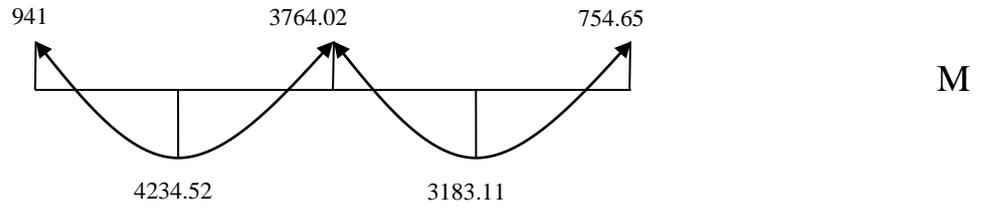
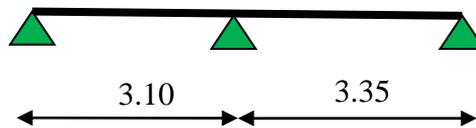


Figure.IV.16 : Evaluation des moments et efforts tranchants.

➤ **Type 3 :**



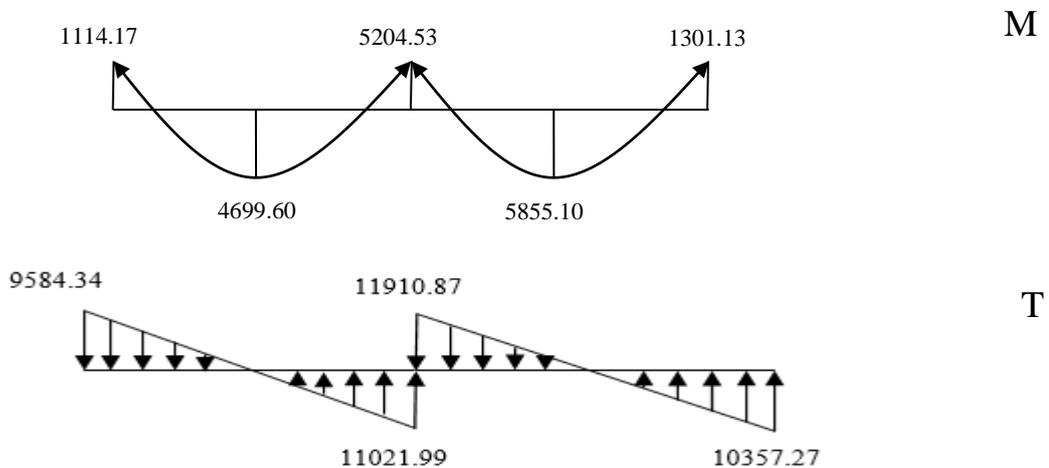
✓ **E.L.U :**

| Travée | L (m) | P _u (N/ml) | M ₀ (N.m) | M _g (N.m) | M _d (N.m) | M _t (N.m) | T _g (N) | T _d (N) |
|----------|-------|-----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|--------------------|--------------------|
| Travée 1 | 3.10 | 6183.45 | 7427.86 | 1114.17 | 5204.53 | 4699.60 | 9584.34 | 11021.99 |
| Travée 2 | 3.35 | 6183.45 | 8674.22 | 5204.53 | 1301.13 | 5855.10 | 11910.87 | 10357.27 |

✓ **E.L.S :**

| Travée | L (m) | P _s (N/ml) | M ₀ (N.m) | M _g (N.m) | M _d (N.m) | M _t (N.m) |
|----------|-------|-----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| Travée 1 | 3.10 | 4472 | 5371.99 | 805.79 | 3764.02 | 3398.85 |
| Travée 2 | 3.35 | 4472 | 6273.37 | 3764.02 | 941.00 | 4234.52 |

E.L.U :



E.L.S :

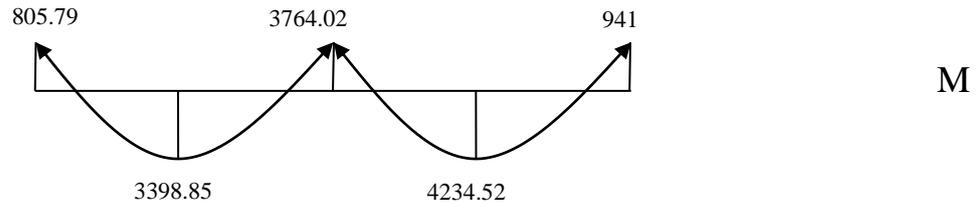


Figure.IV.17 : Evaluation des moments et efforts tranchants.

IV.4.7. Ferrailage des poutrelles :

IV.4.7.1. Les poutrelles dans la terrasse :

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

| | $M_{0 \max}$ | $M_t \max$ | $M_{a \max}$ | $T \max$ |
|-------|--------------|------------|--------------|----------|
| E.L.U | 9159.76 | 6640.82 | 4579.88 | 12030.73 |
| E.L.S | 6683.70 | 4845.68 | 3341.85 | |

a) E.L.U:

❖ En travée :

Calcul du moment résistant de la section en T :

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \Rightarrow M_0 = 14.16 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) = 58905.6 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\max} = 6640.82 \text{ N.m} < M_0 = 58905.6 \text{ N.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65\text{cm}$ et de hauteur $d = 18\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} [3] \Rightarrow \mu = \frac{6640.82 \times 10^3}{14.16 \times 650 \times 180^2} = 0.022$$

$$\mu = 0.022 < \mu_l = 0.392$$

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

$$\mu = 0.022 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.027 \\ Z = 178.05 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} [3] \Rightarrow A^u = \frac{6640.82 \times 10^3}{348 \times 178.05} = 1.07 \text{ cm}^2.$$

Donc : $A_u = 1.07 \text{ cm}^2$.

❖ **En appui :**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10$ cm.

| M_a (N.m) | μ | μ_i | α | Z | A (cm ²) |
|-------------|-------|---------|----------|--------|----------------------|
| 4579.88 | 0.099 | 0.392 | 0.130 | 170.64 | 0.77 |

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 A.5.1, 1) [3]**

On prend la valeur maximale de T_u entre les deux parties

$$\tau_u = \frac{T_u}{d \cdot b_0} \Rightarrow \tau_u = \frac{12030.73}{180 \times 100} = 0.668 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est peu préjudiciable, alors :

(BAEL 91 A.5.1, 211) [3]

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.668 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \quad (\text{c.v})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Vérification des armatures longitudinaux en partie basse de l'appui :**

L'effort de traction dans ces aciers équilibre l'effort tranchant T_u , diminué de l'effet du moment qui vient les comprimer. Donc $F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{z}$ avec $z = 0.9d$

$$F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{0.9d} \text{ donc : } \begin{cases} \text{si } |M_u| \geq 0.9d \times T_u \text{ les effort } T_u \text{ sont négligéable} \\ \text{si } |M_u| < 0.9d \times T_u : A_s \geq \frac{\gamma_s \cdot (|T_u| - \frac{|M_u|}{0.9d})}{f_e} \end{cases}$$

$4579.88 > 0.9 \times 0.18 \times 12030.73 = 1948.97$ donc les efforts T_u sont négligéables

✓ **Vérification de la profondeur minimale d'appui :**

La bielle d'about a une largeur a qui vérifie $a \leq 0.9d \rightarrow a \leq 16.2$ cm

✓ **Vérification de la bielle de béton : (BAEL A.5.1, 313)[3]**

On limite la contrainte de bielle à $\frac{0.8f_{cj}}{\gamma_b}$. L'effort de compression dans la bielle vaut

(théorème de Pythagore) : $\sqrt{2}(T_u)^2 = \sqrt{2}T_u$; la section = $b \times a \times \cos 45^\circ$ donc :

$$T_u \leq 0.26 \times b \times a \times f_{c28} \Rightarrow a \geq \frac{3.75 T_u}{b \times f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{3.75 \times 12030.73}{100 \times 25} = 1.804\text{cm} < 16.2\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

• **Sections minimales d'armatures inférieures sur appui : (BAEL A.5.1, 312)[3]**

L'équilibre de la bielle est satisfait si : $\sum M/B = 0$ donc:

$$A_s \geq \frac{Y_s}{f_e} T_u \Rightarrow A_s \geq \frac{1.15}{400} 12030.73 = 0.34 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)[3]**

$$v' = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0) h_0^2}{2[b_0 + (b - b_0)] h_0}$$

$$v' = \frac{10 \times 20^2 + (65 - 10) 4^2}{2[10 + (65 - 10)] 4} = 9.38 \text{ cm}$$

$$V = h - v'$$

$$V = 20 - 9.38 = 10.62 \text{ cm}$$

$$I_{Gz} = b_0 \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{3} - [b_0 + (b - b_0) h_0] v'^2$$

$$I_{Gz} = 10 \frac{20^3}{3} + (65 - 10) \frac{4^3}{3} - [10 + (65 - 10) 4] (10.62)^2$$

$$I_{Gz} = 1899.58 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{I_{Gz}}{(d - \frac{h_0}{3}) v'} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{1899.58 \times 10^4}{(180 - \frac{100}{3}) 106.2} \times \frac{2.1}{400} = 0.06 \text{ cm}^2$$

❖ **Pourcentage minimal :**

$$A_p \geq 0.001 \times b \times h$$

✓ En travée :

$$A_p \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.30 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} \geq 1.3 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

✓ En appui :

$$A_p \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.20 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} \geq 0.20 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

Donc : $A = \max (A_{\text{calculé}}, A_{\min}, A_p)$:

Tableau.IV.6 : Tableau récapitulatif des résultats.

| Désignation | $A_{\text{calculé}} \text{ (cm}^2\text{)}$ | $A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$ | $A_p \text{ (cm}^2\text{)}$ | $A_{\max} \text{ (cm}^2\text{)}$ | $A_{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$ |
|-------------|--|----------------------------------|-----------------------------|----------------------------------|--|
| Travée | 1.07 | 0.06 | 1.3 | 1.3 | 2T10 = 1.57 |
| Appui | 0.77 | 0.06 | 0.20 | 0.77 | 2T10 = 1.57 |

b) E.L.S :

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

✓ Détermination de la valeur de « y » :

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{avec: } n = 15$$

✓ Moment d'inertie :

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

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.IV.7 : Vérification des contraintes à l'ELS.

| | M _{ser} (N.m) | A _s (cm ²) | Y(cm) | I(cm ⁴) | σ _{bc} (MPa) | σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} |
|--------|------------------------|-----------------------------------|-------|---------------------|-----------------------|------------------------------------|
| Travée | 4845.68 | 1.01 | 2.67 | 3972.79 | 3.25 | Vérifiée |
| Appuis | 3341.85 | 1.01 | 5.88 | 2903.10 | 6.76 | |

➤ **Vérification de la flèche : (BAEL B.6.5, 1)[3]**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées (**B.A.E.L.91modifié 99**) :

Avec : h= 20cm et l=3.35 m.

$$A_{st_t} = 1.01\text{cm}^2$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0.059 < 0.062 \dots\dots\dots c. n. v$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_u} \quad 0.059 > 0.040 \dots\dots\dots c. v$$

$$\frac{A_{s\text{ app}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 0.0008 < 0.010 \dots\dots\dots c. v$$

Donc il y'a un risque de la flèche :

D'après le (**BAEL 91**) la flèche totale est : Δσ_T = σ_v - σ_i[3]

La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{si : } L < 5\text{m}$$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \quad \text{si : } L > 5\text{m}$$

$$\begin{cases} \delta_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E_i I_{\delta i}} \dots \dots \dots \text{Flèche due aux charges instantanées.} \\ \delta_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E_v I_{\delta v}} \dots \dots \dots \text{Flèche due aux charges différées.} \end{cases}$$

Moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 \Rightarrow I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \times 1.01 \left(\frac{20}{2} - 18\right)^2 = 44302.93 \text{ cm}^2$$

Moment d'inertie fictif:

$$\begin{cases} I_{\delta i} = \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{\delta v} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times Ft_{28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.} \\ \lambda_v = \frac{0.02 \times Ft_{28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} = 0.4 \lambda_i \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times Ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + Ft_{28}} \text{ Avec : } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times Z} \text{ et : } Z = d - \frac{y}{3}$$

$$y = \frac{\frac{bh^2}{2} + A_s \times d}{bh + 15A_s} = \frac{\frac{65 \times 20^2}{2} + 1.01 \times 18}{65 \times 20 + 15 \times 1.01} \Rightarrow y = 9.89 \text{ cm}$$

$$Z = 18 - \frac{9.89}{3} = 14.70 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{4845.68}{1.01 \times 14.70} = 326.37 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1.01}{65 \times 18} = 0.0008$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0008 \times 326.37 + 2.1} = 0.16$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0008(2+3 \times \frac{10}{65})} = 53.32 \\ \lambda_v = 21.32 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{\delta i} = \frac{44302.93}{1+53.32 \times 0.16} = 4648.20 \\ I_{\delta v} = \frac{1.1 \times 44302.93}{1+21.32 \times 0.16} = 11047.61 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa} \\ E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_i = \frac{4845.68 \times 3.35^2 \times 10^5}{10 \times 32164.2 \times 4648.20} = 3.63 \text{ mm} \\ \delta_v = \frac{4845.68 \times 3.35^2 \times 10^5}{10 \times 10818.86 \times 11047.61} = 4.54 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Alors : $\Delta\sigma_t = \sigma_v - \sigma_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$

$\Rightarrow \Delta\sigma_T = 4.54 - 3.63 = 0.91 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{3350}{500} = 6.7 \text{ mm}$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

IV.4.7.2. Plancher etage courant :

| | $M_{0 \max}$ | $M_{t \max}$ | $M_{a \max}$ | T_{\max} |
|-------|--------------|--------------|--------------|------------|
| E.L.U | 8674.22 | 6288.81 | 5204.53 | 11910.87 |
| E.L.S | 6273.37 | 4548.19 | 3764.02 | |

a) E.L.U:

➤ **En travée :**

Calcul du moment résistant de la section en Té :

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow M_0 = 14.16 \times 65 \times 4 \times (18 - \frac{4}{2}) = 58905.6 \text{ N.m}$$

$M_t^{\max} = 6288.81 \text{ N.m} < M_0 = 58905.6 \text{ N.m}$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $d = 18 \text{ cm}$.

| M_t (N.m) | μ | μ_l | α | Z | A (cm ²) |
|-------------|-------|---------|----------|--------|----------------------|
| 6288.81 | 0.021 | 0.392 | 0.026 | 178.12 | 1.01 |

➤ **En appui :**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10$ cm.

| M_a (N.m) | μ | μ_l | α | Z | A (cm ²) |
|-------------|-------|---------|----------|-------|----------------------|
| 5204.53 | 0.113 | 0.392 | 0.150 | 169.2 | 0.88 |

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 A.5.1, 1) [3]**

On prend la valeur maximale de T_u entre les deux parties

$$\tau_u = \frac{T_u}{d \cdot b_0} \Rightarrow \tau_u = \frac{11910.87}{180 \times 100} = 0.661 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est peu préjudiciable, alors :

(BAEL 91 A.5.1, 211) [3]

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.623 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \quad (\text{c.v})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification des aciers longitudinaux en partie basse de l'appui :**

L'effort de traction dans ces aciers équilibre l'effort tranchant T_u , diminué de l'effet du moment qui vient les comprimer. Donc $F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{z}$ avec $z = 0.9d$

$$F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{0.9d} \text{ donc : } \begin{cases} \text{si } |M_u| \geq 0.9d \times T_u \text{ les effort } T_u \text{ sont négligéable} \\ \text{si } |M_u| < 0.9d \times T_u : A_s \geq \frac{\gamma_s \cdot (|T_u| - \frac{|M_u|}{0.9d})}{f_e} \end{cases}$$

$$5204.53 > 0.9 \times 0.18 \times 11910.87 =$$

1929.56 donc les efforts T_u sont négligables.

➤ **Vérification de la profondeur minimale d'appui :**

La bielle d'about a une largeur a qui vérifie $a \leq 0.9d \rightarrow a \leq 16.2$ cm

✓ **Vérification de la bielle de béton :**

On limite la contrainte de bielle à $\frac{0.8 f_{cj}}{\gamma_b}$. L'effort de compression dans la bielle vaut (théorème de Pythagore) : $\sqrt{2(T_u)^2} = \sqrt{2}T_u$; la section = $b \times a \times \cos 45^\circ$ donc :

$$T_u \leq 0.26 \times b \times a \times f_{c28} \Rightarrow a \geq \frac{3.75T_u}{b \times f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{3.75 \times 11910.87}{100 \times 25} = 1.78 \text{ cm} < 16.2 \text{ cm} \dots\dots\dots cv$$

✓ Sections minimales d'armatures inférieures sur appui :

L'équilibre de la bielle est satisfait si : $\sum M/B = 0$ donc:

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} T_u \Rightarrow A_s \geq \frac{1.15}{400} 11910.87 = 0.34 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv$$

➤ Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1) [3]

$$v' = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0) h_0^2}{2[b_0 + (b - b_0)] h_0}$$

$$v' = \frac{10 \times 20^2 + (65 - 10) 4^2}{2[10 + (65 - 10)] 4} = 9.38 \text{ cm}$$

$$V = h - v'$$

$$V = 20 - 9.38 = 10.62 \text{ cm}$$

$$I_{Gz} = b_0 \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{3} - [b_0 + (b - b_0) h_0] v'^2$$

$$I_{Gz} = 10 \frac{20^3}{3} + (65 - 10) \frac{4^3}{3} - [10 + (65 - 10) 4] (10.62)^2$$

$$I_{Gz} = 1899.58 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{I_{Gz}}{(d - \frac{h_0}{3}) v'} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{1899.58 \times 10^4}{(180 - \frac{100}{3}) 106.2} \times \frac{2.1}{400} = 0.06 \text{ cm}^2$$

➤ Pourcentage minimal :

$$A_p \geq 0.001 \times b \times h$$

✓ En travée :

$$A_p \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.30 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 1.3 \text{ cm}^2$$

✓ En appui :

$$A_p \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.20 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 0.20 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_{calculé}, A_{min}, A_p)$:

Tableau.IV.8 : Tableau récapitulatif des résultats.

| Désignation | A _{calculé} (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _p (cm ²) | A _{max} (cm ²) | A _{adp} (cm ²) |
|-------------|---|-------------------------------------|-----------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| Travée | 1.01 | 0.06 | 1.3 | 1.3 | 2T10 = 1.57 |
| Appui | 0.88 | 0.06 | 0.20 | 0.88 | 2T10 = 1.57 |

b) E.L.S :

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

✓ Détermination de la valeur de « y » :

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{avec: } n = 15$$

✓ Moment d'inertie :

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

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.IV.9 : Vérification des contraintes à l'ELS.

| | M _{ser} (N.m) | A _s (cm ²) | Y(cm) | I(cm ⁴) | σ _{bc} (MPa) | σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} |
|--------|------------------------|-----------------------------------|-------|---------------------|-----------------------|------------------------------------|
| Travée | 4548.19 | 1.01 | 2.67 | 3972.79 | 3.05 | Vérifiée |
| Appuis | 3764.02 | 1.01 | 5.88 | 2903.10 | 7.62 | |

➤ **Vérification de la flèche : (BAEL 91) [3]**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées : **(BAEL B.6.5, 1)[3]**

Avec : h=20 cm et l=3.35 m.

$$A_{st} = 1.01cm^2$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0.059 < 0.062 \dots\dots\dots c. n. v$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_u} \quad 0.059 > 0.040 \dots\dots\dots c. v$$

$$\frac{A_{sapp}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 0.0008 < 0.010 \dots\dots\dots c. v$$

Donc il y'a un risque de la flèche :

D'après le **(BAEL 91)** la flèche totale est : Δσ_T = σ_v - σ_i [3]

La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \text{ si : } L < 5\text{m}$$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \text{ si : } L > 5\text{m}$$

$$\begin{cases} \delta_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E_i I_{\delta i}} \dots \dots \dots \text{Flèche due aux charges instantanées.} \\ \delta_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E_v I_{\delta v}} \dots \dots \dots \text{Flèche due aux charges différées.} \end{cases}$$

Moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = 44302.93 \text{ cm}^2$$

Moment d'inertie fictif :

$$\begin{cases} I_{\delta i} = \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{\delta v} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times Ft_{28}}{\rho(2 + 3\frac{b_0}{b})} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.} \\ \lambda_v = \frac{0.02 \times Ft_{28}}{\rho(2 + 3\frac{b_0}{b})} = 0.4\lambda_i \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times Ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + Ft_{28}} \text{ Avec : } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times Z} \text{ et : } Z = d - \frac{y}{3}$$

$$y = \frac{\frac{bh^2}{2} + A_s \times d}{bh + 15A_s} \quad y = 9.89 \text{ cm}$$

$$Z = 14.70 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{4548.19}{1.01 \times 14.70} = 306.33 \text{ Mpa}$$

$$\rho = 0.0008$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0008 \times 306.33 + 2.1} = 0.19$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = 53.3 \\ \lambda_v = 21.32 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{\delta i} = \frac{44302.93}{1+53.32 \times 0.19} = 3980.21 \\ I_{\delta v} = \frac{1.1 \times 44302.93}{1+21.32 \times 0.19} = 9648.61 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} E_i = 11000 (f_c 28)^{1/3} = 32164.2 \text{ MPa} \\ E_v = 3700 (f_c 28)^{1/3} = 10818.86 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_i = \frac{4548.19 \times 3.35^2 \times 10^5}{10 \times 32164.2 \times 3980.21} = 3.98 \text{ mm} \\ \delta_v = \frac{4548.19 \times 3.35^2 \times 10^5}{10 \times 10818.86 \times 9648.61} = 4.88 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Alors : $\Delta\sigma_t = \sigma_v - \sigma_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_T = 4.88 - 3.98 = 0.9 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{3350}{500} = 6.7 \text{ mm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

Ferraillage transversal : (BAEL A.7.2, 2)[3]

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h}{35}; \phi_{lmin}; \frac{b_0}{10}\right] \Rightarrow \phi_t < 0.57 \text{ cm}^2$$

On choisit un étrier

$$A_t = 2\phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement St : (BAEL A.5.1, 23)[3]**

$$S_t = \min. (St_1; St_2; St_3)$$

- $St_1 \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 18; 40 \text{ cm}) = (16.20; 40 \text{ cm})$

$$\Rightarrow St_1 = 16.20 \text{ cm}$$

- $St_2 \leq \frac{(A_t \times f_e)}{(0.4 \times b_0)} \Rightarrow St_2 \leq \frac{(0.57 \times 235)}{(0.4 \times 10)} = 33.48 \text{ cm}$

$$\Rightarrow St_2 = 33.48 \text{ cm}$$

- $St_3 \leq \frac{(0.8 \times A_t \times f_e)}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow St_3 \leq \frac{(0.8 \times 0.57 \times 235)}{10(0.668 - 0.3 \times 2.1)} = 28.2 \text{ cm}$

$$\Rightarrow St_3 = 28.2 \text{ cm}$$

$$S_t = \min. (16.20; 33.48; 28.2)$$

On prend l'espacement de nos armatures transversales $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **La dalle mince (table de compression) : (BAEL B.6.8, 423)[3]**

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 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.

Quand l'écartement L entre axes des nervures est compris entre 50 et 80 cm, la section A des armatures perpendiculaires aux nervures doit être au moins égale à

$$A_{\perp} = 0.02l \frac{200}{f_e} = \frac{4l}{f_e} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte 5Ø5 = 0.98 cm²

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{\parallel} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte : 3Ø5 = 0,59 cm².

Pour un choix pratique, on va opter pour un treillis soudé Ø 6 (20/20)

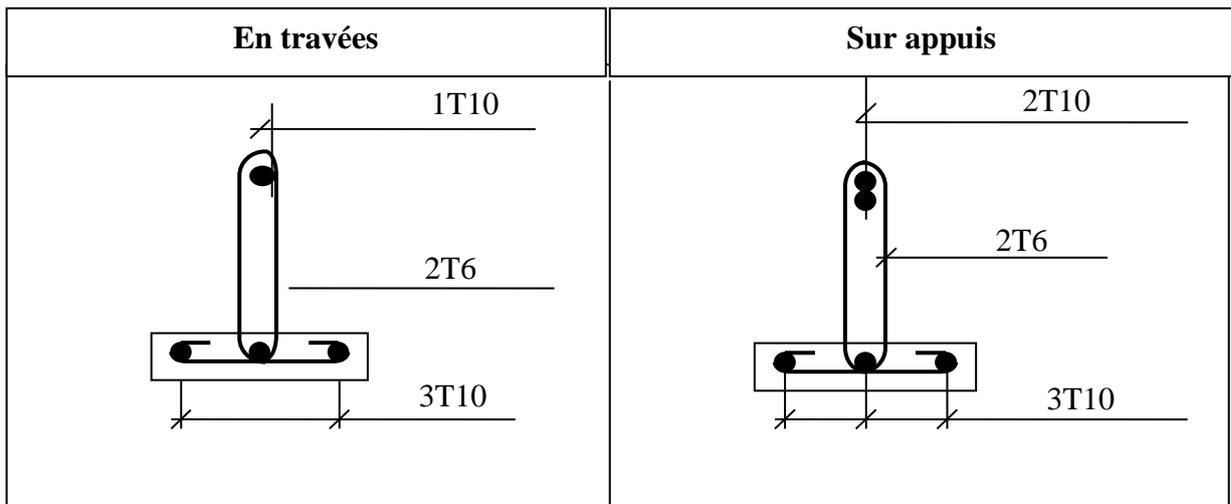


Figure IV.18 : Schéma de Ferrailage de nervure (16+4).

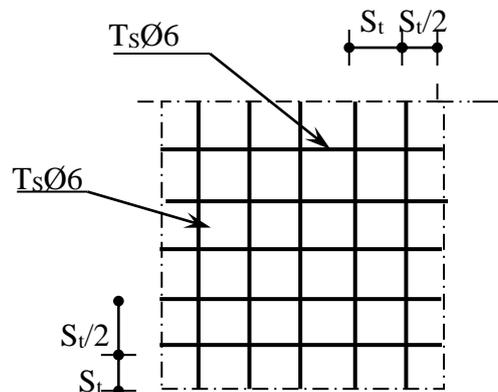
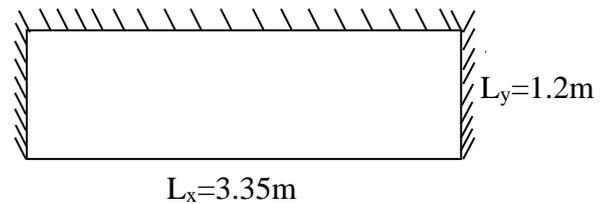


Figure IV.19 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

IV.5. LES BALCONS :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, qui est comprise entre 8 et 15 cm. Cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans notre cas les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 16 cm. Selon les dimensions et les surcharges, nos balcons sont partiellement encastrés et se reposent sur trois appuis.



IV.5.1. Evaluation des charges :

$$G=5740 \text{ N/m}^2$$

$$Q=3500 \text{ N/m}^2.$$

balcon

$$g_{mur}= 2810 \text{ N/m}^2$$

$$P = 2810 \times 1.2\text{m} \times 1\text{m} = 3372 \text{ N}$$

ELU :

$$q_u=1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5740 + 1,5 \times 3500 = 12999 \text{ N/m}^2$$

$$P_u = 1.35P = 1.35 \times 3372 = 4552.2 \text{ N}$$

ELS :

$$q_{se,r}=G+Q=5740 + 3500= 9240 \text{ N/m}^2$$

$$P_s = 3372 \text{ N}$$

$$\rho = \frac{L_y}{L_x} = \frac{120}{335} = 0,35 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans le sens } l_x.$$

IV.5.2. Détermination des sollicitations :

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} + P_u L \Rightarrow M_u = \frac{12999 \times 1.2^2}{2} + 4552.2 \times 1.2 = 14821.92 \text{ N.m}$$

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} + P_s L \Rightarrow M_s = \frac{9240 \times 1.2^2}{2} + 3372 \times 1.2 = 10699.2 \text{ N.m}$$

$$V_u = q_u \cdot L + P_u \Rightarrow V_u = 12999 \times 1.2 + 4552.2 = 20151 \text{ N}$$

IV.5.3. Ferrailage du balcon :

$b=100\text{cm}$; $h=16\text{ cm}$; $d=h-c=16-2=14\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

IV.5.3.1. Le ferrailage à ELU :

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \quad [3] \Rightarrow \quad \mu = \frac{14821.92 \times 10^3}{14.16 \times 1000 \times 140^2} = 0.053 \quad / \quad f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.053 < \mu_{lim} = 0.392$$

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

$$\mu = 0.053 < \mu_i = 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot A}$$

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

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$\mu = 0.053 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.068 \\ Z = 136.19 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [3]$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{14821.92 \times 10^3}{348 \times 136.19} = 312.73 \text{ mm}^2.$$

Donc : $A^u = 3.12 \text{ cm}^2$

➤ **La section minimale :**

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} [3]$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 1000 \times 140 \times \frac{2.1}{400} = 169.05 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 1.69 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \max (A^u ; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max (3.12 ; 1.69)$

Alors :

$$A_s = 3.12 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte : } \mathbf{4T10} = 3.14 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91) [3]**

$$A_{min} < A_{adopte} [3] \Rightarrow 1.69 < 3.14 \dots\dots\dots (\text{cv}).$$

➤ **L'espacement « e » :**

$$e \leq \min (3h ; 33\text{cm}) [3]$$

$e \leq \min (48 ; 33\text{cm}) \Rightarrow e \leq 33 \text{ cm}$

On prend : $e = 25 \text{ cm}$

❖ **Armature de répartition :**

$A_r = \frac{A_s}{4} [3] \Rightarrow \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte : } 4\text{T8} = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **L'espacement « e » :**

$e \leq \min (3h ; 33\text{cm}) [3]$

$e \leq \min (48 ; 33\text{cm}) \Rightarrow e \leq 33 \text{ cm}$

On prend : $e = 25 \text{ cm}$

❖ **Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau} [3]$ tel que :

$\bar{\tau} = \min (0.15f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \dots\dots\dots (\text{Fissuration préjudiciable})$

$\bar{\tau} = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{20151}{1000 \times 140} = 0.14 \text{ MPa}$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.14 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.5.3.2. Le ferrailage à ELS :

Tableau IV.10 : Les Résultats de ferrailage de balcon à l'ELS.

| M_s (N.m) | μ | μ_i | α | Z (mm) | A (cm ²) | A_{adopt} (cm ²) |
|-------------|-------|---------|----------|----------|------------------------|---------------------------------------|
| 10699.2 | 0.038 | 0.392 | 0.048 | 137.28 | 2.23 | 3.14 |

IV.5.4. Vérification à ELS :

IV.5.4.1. Vérification des contraintes :

On doit vérifier que :

Pour le béton :

$\sigma_{bc} = 0.60 f_{c28} [3]$

$\sigma_{bc} = 0.60 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

Pour l'acier :

La fissuration est préjudiciable donc :

$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e , 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 266.66 \text{ MPa} [3]$

• **La contrainte de béton :**

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

y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.

I : Moment d'inertie.

$$M_{ser} = 10699.2 \text{ N.m}; A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$1/2 by^2 + \eta (A_{st} - A_{sc}) y - \eta (A_{sc} + A_{st} \times d) = 0$$

$$\eta = 15 \quad \text{si : } (A_{sc} = 0)$$

$$1/2 by^2 + 15A_{st} \times y - 15 \times A_{st} \times d = 0$$

$$50y^2 + 15 \times 3.14 \times y - 15 \times 3.14 \times 14 = 0 ; \sqrt{\Delta} = 366.19$$

$$y = 3.19 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie :

$$I = 1/3 b.y^3 + \eta A_{st}(d-y)^2 + \eta A_{sc}(d-y)^2 = 0$$

$$I = (100 \times 3.19^3) / 3 + 15 \times 3.14 (14 - 3.19)^2 = 6585.98 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10699.2 \times 10^3 \times 31.90}{6585.98 \times 10^4} = 5.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.18 \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Donc : il n'ya pas risque de fissuration du béton en compression.

• **La contrainte de l'acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{\eta M_{ser} (d-y)}{I} = \frac{15 \times 10699.2 \times (14 - 3.19)}{6585.98} = 263.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{Verifier}$$

IV.5.4.2. La vérification de la flèche :

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_o}$ [3]

Nous avons :

- $\frac{16}{335} = 0.047 \leq \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$
- $\frac{3.14}{100 \times 14} = 0.0022 \leq \frac{4,2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$

- $\frac{16}{335} = 0.047 \geq \frac{10.584}{10 \times 49.34} = 0.021 \dots \dots \dots$ Vérifiée.

Donc : La vérification de la flèche est nécessaire.

D'après le (**BAEL 91**) la flèche totale est : $\Delta\sigma_T = \sigma_v - \sigma_i$ [3]

La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{si : } L < 5\text{m}$$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \quad \text{si : } L > 5\text{m}$$

$$\begin{cases} \delta_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E_i I_{\delta i}} \dots \dots \dots \text{Flèche due aux charges instantanées.} \\ \delta_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E_v I_{\delta v}} \dots \dots \dots \text{Flèche due aux charges différées.} \end{cases}$$

Moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 \Rightarrow I_0 = \frac{100 \times 16^3}{12} + 15 \times 3.14 \left(\frac{16}{2} - 14\right)^2 = 35828.93 \text{ cm}^4$$

Moment d'inertie fictive:

$$\begin{cases} I_{\delta i} = \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{\delta v} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times Ft_{28}}{\rho(2 + 3 \frac{b_0}{b})} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.} \\ \lambda_v = \frac{0.02 \times Ft_{28}}{\rho(2 + 3 \frac{b_0}{b})} = 0.4 \lambda_i \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times Ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + Ft_{28}} \text{ Avec : } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times Z} \text{ et : } Z = d - \frac{y}{3}$$

$$y = \frac{\frac{bh^2}{2} + A_s \times d}{bh + 15A_s} = \frac{\frac{100 \times 16^2}{2} + 3.14 \times 14}{100 \times 16 + 15 \times 3.14} \Rightarrow y = 7.79 \text{ cm}$$

$$Z = 14 - \frac{7.79}{3} = 11.40 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{10699.2}{3.14 \times 11.40} = 298.89 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{3.14}{100 \times 14} = 0.0022$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0022 \times 298.89 + 2.1} = 0.77$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0022(2 + 3 \times \frac{100}{100})} = 9.54 \\ \lambda_v = 3.81 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{\delta i} = \frac{35828.93}{1 + 9.54 \times 0.77} = 4293.04 \text{ cm}^4 \\ I_{\delta v} = \frac{1.1 \times 35828.93}{1 + 3.81 \times 0.77} = 10019.02 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} E_i = 11000 (f_c 28)^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa.} \\ E_v = 3700 (f_c 28)^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_i = \frac{10699.2 \times 3.35^2 \times 10^5}{10 \times 32164.21 \times 4293.04} = 8.69 \text{ mm} \\ \delta_v = \frac{10699.2 \times 3.35^2 \times 10^5}{10 \times 10818.86 \times 10019.02} = 11.07 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Alors : $\Delta\sigma_t = \sigma_v - \sigma_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_T = 11.07 - 8.69 = 2.38 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3350}{500} = 6.7 \text{ mm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

IV.5.6. Schéma de ferrailage :

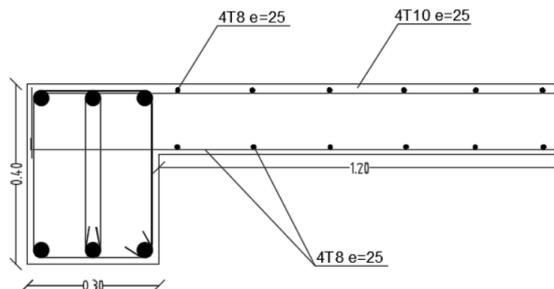


Figure IV.21 : Schéma de ferrailage du balcon.

CHAPITRE V :

ETUDE SISMIQUE

V.1. INTRODUCTION :

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre.

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, c'est un phénomène imprévisible qui provoque d'importants dégâts humains et matériels, les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, toute en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ROBOT** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes en zone sismique **IIa**

V.1.1. Présentation du logiciel ROBOT (version 2018) :

Le Logiciel ROBOT c'est un programme qui a reçu une grande réputation dans le monde et en Algérie. Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures des ouvrages de génie civil de la catégorie bâtiments ; ces structures peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau. Ce Logiciel permet de modéliser tous types des structures en 2D ou 3D composées d'élément barres, poutres et des éléments surfaciques.

Les calculs peuvent être effectués en analyse linéaire ou non linéaire, statique ou dynamique. L'intégration est totale entre le module de calcul et les modules métiers tels que le dimensionnement béton armé, ou charpente métallique.

- ✓ Saisie graphique 2D et 3D
- ✓ Calcul de structure (RDM)
- ✓ Neige et vent, combinaisons automatiques

Dimensionnement : optimisation des structures selon les normes nationales et européennes en béton armé, bois, acier, aluminium ...etc.

V.2. OBJECTIF DE L'ETUDE SISMIQUE :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible, cette analyse nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure, ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel « **ROBOT** » qui est un logiciel de calcul automatique des structures conçu spécialement pour la modélisation des bâtiments.

V.3. MÉTHODES DE CALCUL :

Selon RPA99/version2003 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.3.1. Méthode statique équivalente : (article 4.2 du RPA99/2003) [1]

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales X et Y.

a) Conditions d'application :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zone III.
- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en (a), les conditions complémentaires suivantes :

1- Zone I: Tous groups

2- Zone II: Groupe d'usage 3

- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

3- Zone III : Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

b) Méthode de modélisation:

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.
- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

V.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

V.3.2.1. Principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.[1]

V.3.2.2. Modélisation :

- a) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.
- b) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où

les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

- c) Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- d) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- e) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
- f) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.[1]

V.3.2.3. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

V.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélogramme :

V.3.3.1. Principe de la méthode :

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 accélogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interpolation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques par un personnel qualifié.[1]

V.3.3.2. Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique :

La méthode d'analyse dynamique par accélogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié au préalable les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.[1]

V.4. CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE SELON LEUR IMPORTANCE :

a) Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Zone 0 : sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

Zone II : sismicité moyenne

Zone III : sismicité élevée

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya MILA donc en **zone IIa**.

b) Classification de l'ouvrage selon son importance :

Notre bâtiment étudié à usage d'habitation collective selon (**RPA 2003**) chapitre III article 3.2 :

Le bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m dans **le groupe 2**

c) Classification du site

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S₃.

V.5.CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié sont vérifiées (car la structure est régulière en plan).

Cette méthode est applicable selon l'**article 4.1.2.b du RPA99/2003** (Zone IIa, et groupe d'usage 2, $h=21.42 \text{ m} < 23\text{m}$), donc la méthode utilisable est la méthode statique équivalente pour l'analyse sismique.

V.6.METHODE STATIQUE EQUIVALENTE :

V.6.1. Calcul de la force sismique totale :(RPA art 4.2.3)[1]

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

W : poids total de la structure.

Ces valeurs sont obtenues après les classifications du projet d'après le tableau par RPA99 version 2003.

V.6.1.1.Coefficient d'Accélération de Zone « A » : [1]

Le coefficient d'accélération de zone « A » est donné par le Tableau 4.1 des (RPA 99/Version 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment Pour notre projet : groupe usage2 et Zone IIa. Donc : A = 0.15

Tableau V.1 : Coefficient d'Accélération de Zone A.

| / | ZONE | | | |
|---------------|------|------|------|------|
| | I | IIa | IIb | III |
| Groupe | | | | |
| 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 |

V.6.1.2.Facteur d'amplification dynamique moyen « D » :[1]

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure T.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} T_2 & 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

η: Facteur de correction d'amortissement.

T : Période fondamentale.

T₂: Période caractéristique, associée à la catégorie de site.

Calcul de facteur de correction d'amortissement η :[1]

Donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

D'abord on calcule Pourcentage d'Amortissement Critique ξ .

- **Pourcentage d'Amortissement Critique ξ :**

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau V.2 : Valeurs de ξ (%).

| Remplissage | Portiques | | Voiles ou murs |
|-------------|------------|-------|-----------------------|
| | Béton armé | Acier | Béton armé/maçonnerie |
| Léger | 6 | 4 | 10 |
| Dense | 7 | 5 | |

D'après le Tableau $\xi = 7 \%$

Donc : $\eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0.88 \geq 0.7$

Estimation de la période fondamentale de la structure :[1]

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99 version 2003.

$$\left\{ \begin{array}{l} T = T_{\min} \quad T = C_T h_N^{3/4} \\ T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \end{array} \right.$$

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

On à : $h_N = 21.42$ m

C_T : coefficient fonction de système de contreventement du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 (dans notre cas on a Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie)

Donc : $C_T = 0.05$

$$T = C_T h_N^{3/4} \Rightarrow T = 0.05 \times (21.42)^{3/4}$$

Alors : $T = 0.49$ sec

Tableau V.3 : Valeurs du coefficient C_T .

| Cas n° | Système de contreventement | C_T |
|--------|---|-------|
| 1 | Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie | 0.075 |
| 2 | Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie | 0.085 |
| 3 | Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie | 0.050 |
| 4 | Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie | 0.050 |

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

D : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

$$\text{Sens X : } D_X = 17.45 \Rightarrow T = 0.09(21.42) / \sqrt{17.45} \Rightarrow T_X = 0.46s$$

$$\text{Sens Y : } D_Y = 10.23 \Rightarrow T = 0.09(21.42) / \sqrt{10.23} \Rightarrow T_Y = 0.60s$$

Donc :

Calcul facteur d'Amplification D :

T_1 et T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7).

$S_3 \Rightarrow T_1 = 0.15$ et $T_2 = 0.5$ on obtient :

Sens X :

$$T = \min(T; T_X) \Rightarrow T = \min(0.49s; 0.46s)$$

$$\text{Alors : } T_{\text{empiriqueX}} = 0.46s$$

$$\text{Et on a : } T_{\text{analytiqueX}} = 0.57s$$

$$T_{\text{analytiqueY}} \leq T_{\text{empiriqueY}} \Rightarrow T = T_{\text{analytiqueY}}$$

$$\text{Donc : } T = 0.57 s$$

La condition $T_2 \leq T \leq 3.0 s \Rightarrow 0.5 \leq 0.57 \leq 3.0 s \dots \dots \dots$ condition vérifiée

$$\text{Donc : } D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_X = 2.01$$

Sens Y :

$$T = \min(T; T_Y) \Rightarrow T = \min(0.49s; 0.60s)$$

$$\text{Alors : } T_{\text{empiriqueY}} = 0.49 s$$

$$\text{Et on a : } T_{\text{analytiqueY}} = 0.52 s$$

$$T_{analytique} \leq T_{empirique} \Rightarrow T = T_{analytique}$$

Donc : $T = 0.52 \text{ s}$

La condition $T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \Rightarrow 0.5 \leq 0.52 \leq 3.0 \text{ s} \dots\dots\dots$ condition vérifiée

$$\text{Donc : } D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_y = 2.14$$

V.6.1.3. Coefficient de Comportement Global de la Structure « R » : [1]

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 des RPA99/version 2003 en fonction du système de contreventement.

Tableau V.4 : valeurs du coefficient de comportement R.

| Cat | Description du système de contreventement | Valeur de R |
|-----------|---|-------------|
| A | <u>Béton armé</u> | |
| 1a | Portiques auto-stables sans remplissages en maçonnerie rigide | 5 |
| 1b | Portiques autos-tables avec remplissages en maçonnerie rigide | 3.5 |
| 2 | Voiles porteurs | 3.5 |
| 3 | Noyau | 3.5 |
| 4a | Mixte portiques/voiles avec interaction | 5 |
| 4b | Portiques contreventés par des voiles | 4 |
| 5 | Console verticale à masses réparties | 2 |
| 6 | Pendule inverse | 2 |

| | | |
|-----------------|--|-----|
| <u>B</u> | <u>Acier</u> | |
| 7 | Portiques auto-stables ductiles | 6 |
| 8 | Portiques auto-stables ordinaires | 4 |
| 9a | Ossature contreventée par palées triangulées en X | 4 |
| 9b | Ossature contreventée par palées triangulées en V | 3 |
| 10a | Mixte portiques/palées triangulées en X | 5 |
| 10b | Mixte portiques/palées triangulées en V | 4 |
| 11 | Portiques en console verticale | 2 |
| <u>C</u> | <u>Maçonnerie</u> | |
| 12 | Maçonnerie porteuse chaînée | 2.5 |
| <u>D</u> | <u>Autres systèmes</u> | |
| 13 | Ossature métallique contreventée par diaphragme | 2 |
| 14 | Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé | 3 |
| 15 | Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé | |
| 16 | Ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portiques métalliques en façades | 3.5 |
| 17 | Systèmes comportant des transparences (étages souples) | 4 |
| | | 2 |

Dans notre cas : pour un système de contreventement Portiques contreventés par des voiles

Alors :R=4

V.6.1.4. Facteur de qualité « Q » : [1]

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation.

- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau 4.4 des RPA99/version 2003.

- **Conditions minimales sur les files de contreventement :** D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois

Sens X : (5 travées)

$$\left. \begin{array}{l} 3.70 / 3.35 = 1.10 < 1.5 \\ 3.35 / 3.25 = 1.03 < 1.5 \\ 3.25 / 3.45 = 0.94 < 1.5 \\ 3.45 / 3.70 = 0.93 < 1.5 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Critère observé } P_q = 0$$

Sens Y : (2 travées) \Rightarrow Critère non observé $P_q = 0.05$

- **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques

Sens X (3 fils de portiques)

Donc : le critère est non observé alors : $P_q = 0.05$

Sens Y (6 fils de portiques)

$$L1 / L2 = 3.70 / 3.25 = 1.13 < 1.5$$

Donc : le critère est observé alors : $P_q = 0$

- **Régularité en plan :**

Sens X :

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales L'excentricité ne dépasse pas les 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

La structure a une forme compacte, et le rapport :

Longueur / largeur = $17.80 / 10.40 = 1.4 < 4$ La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction. La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

Donc : le critère est observé alors : $P_q = 0$

Sens Y :

$$17.80 / 10.40 = 1.4 < 4$$

$$l_1 + l_2 / L < 0.25 \Rightarrow 1 + 0.2 + 0.55 / 10.4 = 0.16 < 0.25$$

Donc : le critère est observé alors : $P_q = 0$

- **Régularité en élévation :**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation. La masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% La plus grande dimension latérale du bâtiment n'exécède pas 1.5 fois sa plus petite dimension.

Donc : la structure est classée régulièrement en élévation : $P_q = 0$

- **Contrôle de la qualité des matériaux :**

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés.

Donc : le critère est non observé alors : $P_q = 0.05$

- **Contrôle de la qualité de l'exécution :**

Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux On considère que ce critère est observé : $P_q = 0$

Tableau V.5 : valeurs des pénalités P_q .

| « Critère q » | Sens X | Sens Y |
|--|--------|--------|
| 1. Conditions minimales sur les files de contreventement | 0 | 0.05 |
| 2. Redondance en plan | 0.05 | 0 |
| 3. Régularité en plan | 0 | 0 |
| 4. Régularité en élévation | 0 | 0 |
| 5. Contrôle de la qualité des matériaux | 0.05 | 0.05 |

| | | |
|--|-----|-----|
| 6. Contrôle de la qualité de l'exécution | 0 | 0 |
| $\sum P_q$ | 0.1 | 0.1 |

- Sens X → $Q=1+0.1 = 1.10$
- Sens Y → $Q=1+0.1 = 1.10$

V.6.1.5. Poids totale de la structure « W » : [1]

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5. RPA99version2003

Tableau V.6 : Valeurs du coefficient de pondération β .

| | | |
|----------|--|------|
| 1 | Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés | 0.20 |
| 2 | Bâtiments recevant du public temporairement : | |
| | - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions Avec places debout. | 0.30 |
| | - Salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec Places assises | 0.40 |
| 3 | Entrepôts, hangars | 0.50 |
| 4 | Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés | 1.00 |
| 5 | Autres locaux non visés ci-dessus | 0.60 |

Dans notre cas : $\beta = 0.20$

On a des poids des différents niveaux donné par le logiciel ROBOT :

Tableau V.7 : Les poids des différents niveaux.

| N° d'étage | $W_G + 0.2 W_Q$ (KN) |
|------------|----------------------|
| RDC | 1832.028 |
| 1 | 1739.89 |
| 2 | 1739.88 |
| 3 | 1739.88 |
| 4 | 1739.88 |
| 5 | 1737.492 |
| 6 | 1707.244 |

Donc : $\sum W_i = 12236.29$ KN

✓ **Calcule de l'effort sismique totale « V » :**

Sens x :

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W \Rightarrow V_x = \frac{0.15 \times 2.01 \times 1.1}{4} \times 12236.29 \Rightarrow V_x = 1014.54 \text{ KN}$$

Sens Y :

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} W \Rightarrow V_y = \frac{0.15 \times 2.14 \times 1.1}{4} \times 12236.29 \Rightarrow V_y = 1080.15 \text{ KN}$$

V.7. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE :

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période Fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$ Avec :

$V_{\text{dynamique}}$: la résultante des forces sismique à la base.

V_{statique} : la résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente.

Si $V_{\text{dynamique}} < 0.80 V_{\text{statique}}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, Le Déplacements, moment,) Dans le rapport $0.8 V_{\text{statique}}/V_{\text{dynamique}}$ [1]

- Les Résultats d'action sismique à la base trouvée par logiciel ROBOT dans les deux sens :

➤ EX

- $V_x = 978.50 \text{ KN}$

➤ EY :

- $V_y = 999.08 \text{ KN}$

La résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente :

- $V_x = 1014.54 \text{ KN}$
- $V_y = 1080.15 \text{ KN}$

Tableau V.8 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

| Les sens | $0.8V_{\text{statique}} \text{ (KN)}$ | $V_{\text{dynamique}} \text{ (KN)}$ | $V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$ |
|------------------|---------------------------------------|-------------------------------------|---|
| Suivant X | 811.632 | 978.50 | Condition vérifiée |
| Suivant Y | 864.12 | 999.08 | Condition vérifiée |

V.8.L'EFFORT TRANCHANT DE CHAQUE NIVEAU :

Les forces sismiques de chaque niveau est donnée par la formule suivant :

$$F_i = \frac{(V-F_t)W_i h_i}{\sum W_j h_j} \dots\dots\dots (4-11 \text{ RPA99version2003}) [1]$$

Avec :

La force F_i concentrée au sommet de la structure :

$$T < 0,7s \Rightarrow F_{tx} = F_{ty} = 0$$

Tableau V.9 : La force sismique de chaque niveau.

| Niveau | Force $F_x \text{ (KN)}$ | Force $F_y \text{ (KN)}$ |
|------------|--------------------------|--------------------------|
| RDC | 26.65 | 26.10 |
| 1 | 67.30 | 62.93 |
| 2 | 102.79 | 95.69 |
| 3 | 140.22 | 134.78 |
| 4 | 173.18 | 171.99 |
| 5 | 207.98 | 215.78 |
| 6 | 260.38 | 291.81 |

V.9.VERIFICATION DES DEPLACEMENTS :

On doit vérifier que : $\Delta_k \leq \bar{\Delta}$ [1]

Le **RPA (art 4-4-3)** donne également le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » selon la formule suivante :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements horizontaux à chaque niveau « k » de la structure sont donné par le RPA dans l'article 4.4.3 est calculés comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement (R=4).

Ces déplacements relatifs ne doivent pas dépasser un centième de la hauteur d'étage (RPA

art 5-10) $\bar{\Delta} = \frac{he}{100}$

Tableau V.10 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau selon les deux sens.

| Niveau | Hauteur(m) | Sens x-x | | | Sens y-y | | | $\bar{\Delta}$ (m) | Condition |
|------------|------------|-------------------|----------------|-------------------|----------------------|-------------------|-------------------|-----------------------|-----------|
| | | δ_{ek} (m) | δ_k (m) | Δ_k (m) | δ_{ek} (m) | δ_k (m) | Δ_k (m) | | |
| RDC | 3.06 | 0.004 | 0.016 | 0.016 | 0.002 | 0.008 | 0.008 | 0.0306 | Vérifiée |
| 1 | 3.06 | 0.007 | 0.028 | 0.012 | 0.005 | 0.02 | 0.012 | 0.0306 | Vérifiée |
| 2 | 3.06 | 0.008 | 0.032 | 0.004 | 0.006 | 0.024 | 0.004 | 0.0306 | Vérifiée |
| 3 | 3.06 | 0.008 | 0.032 | 0.000 | 0.007 | 0.028 | 0.004 | 0.0306 | Vérifiée |
| 4 | 3.06 | 0.007 | 0.028 | 0.004 | 0.007 | 0.028 | 0.000 | 0.0306 | Vérifiée |
| 5 | 3.06 | 0.006 | 0.024 | 0.004 | 0.006 | 0.024 | 0.004 | 0.0306 | Vérifiée |
| 6 | 3.06 | 0.004 | 0.016 | 0.008 | 0.006 | 0.024 | 0.000 | 0.0306 | Vérifiée |

Donc tous les déplacements relatifs sont inférieurs aux déplacements admissibles imposés par le « RPA99 /version 2003 » et qui est de l'ordre de 1% de la hauteur d'étage.

V.10. JUSTIFICATION VIS A VIS DE L’EFFET(P-Δ) :

Les effets de deuxième ordre (ou l’effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10 \dots\dots\dots(\text{article 5.6.R.P.A 2003}) \quad [1]$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés suivant la formule ci-après.

V_k : effort tranchant d’étage au niveau k.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

h_k : hauteur de l’étage k.

- Si : $0,1 < \theta_k < 0,2$, l’effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l’action sismique calculée aux moyens d’une analyse élastique du premier ordre par le facteur $1 / (1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

➤ Sens XX :

Tableau V.11 : Justification Vis-à-vis De l’effet P-Δ Sens xx.

| Niveau | P_k (KN) | Δ_k (m) | V_{kx} (KN) | h_k (m) | θ | La condition |
|------------|------------|----------------|---------------|-----------|----------|--------------|
| RDC | 12236.29 | 0.016 | 978,50 | 3.06 | 0.065 | Vérifiée |
| 1 | 10404.26 | 0.012 | 951,85 | 3.06 | 0.042 | Vérifiée |
| 2 | 8664.37 | 0.004 | 884,55 | 3.06 | 0.012 | Vérifiée |
| 3 | 6924.49 | 0.000 | 781,76 | 3.06 | 0.000 | Vérifiée |
| 4 | 5184.61 | 0.004 | 641,54 | 3.06 | 0.010 | Vérifiée |
| 5 | 3444.73 | 0.004 | 468,36 | 3.06 | 0.009 | Vérifiée |
| 6 | 1707.24 | 0.008 | 260,38 | 3.06 | 0.017 | Vérifiée |

➤ Sens YY

Tableau V.12 : Justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ Sens yy.

| Niveau | P _k (KN) | Δ _k (m) | V _{ky} (KN) | h _k (m) | θ | La condition |
|------------|---------------------|--------------------|----------------------|--------------------|-------|--------------|
| RDC | 12236.29 | 0.008 | 999,08 | 3.06 | 0.032 | Vérifiée |
| 1 | 10404.26 | 0.012 | 972,98 | 3.06 | 0.041 | Vérifiée |
| 2 | 8664.37 | 0.004 | 910,05 | 3.06 | 0.012 | Vérifiée |
| 3 | 6924.49 | 0.004 | 814,36 | 3.06 | 0.011 | Vérifiée |
| 4 | 5184.61 | 0.000 | 679,58 | 3.06 | 0.000 | Vérifiée |
| 5 | 3444.73 | 0.004 | 507,59 | 3.06 | 0.008 | Vérifiée |
| 6 | 1707.24 | 0.000 | 291,81 | 3.06 | 0.000 | Vérifiée |

Donc : Les résultats de vérification montrent que les déplacements relatifs inter-étage sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage, donc l'effet P-Δ est négligé.

V.11.VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT :

L'article (7-4-3-1) du RPA (version 2003) exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton.

La vérification s'effectue par la formule suivante :
$$N_{rd} = \frac{N}{B f_{c28}} \leq 0,3 [1]$$

Où : N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

F_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Tableau V.13 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.

| Niveau | Poteaux | Section | N (KN) | N _{rd} | La condition |
|------------|-----------|---------|---------|-----------------|--------------|
| RDC | 3 | 35×35 | 680.88 | 0.22 | Vérifiée |
| | 4 | 35×35 | 700.34 | 0.23 | Vérifiée |
| | 7 | 35×35 | 389.01 | 0.12 | Vérifiée |
| | 8 | 35×35 | 866.61 | 0.28 | Vérifiée |
| | 9 | 35×35 | 1078.67 | 0.35 | Non Vérifiée |
| | 10 | 35×35 | 1082.69 | 0.35 | Non Vérifiée |
| | 11 | 35×35 | 875.99 | 0.28 | Vérifiée |

| | | | | | |
|--|-----------|-------|--------|------|--------------|
| | 12 | 35×35 | 409.95 | 0.13 | Vérifiée |
| | 15 | 35×35 | 954.40 | 0.31 | Non Vérifiée |
| | 16 | 35×35 | 998.29 | 0.32 | Non Vérifiée |

✓ **Remarque :**

On a les poteaux 9,10, 15 et 16 non vérifiée alors nous doivent augmenter leurs sections à (40×40).

La vérification de l'effort réduit est non vérifiée donc on augmente la section de poteau. Ce dernier sera à une section de (40×40)

$$v = \frac{1082.69 \times 10^3}{(400 \times 400) \times 25} = 0.27 < 0.3 \quad cv$$

• **Spécifications des règles (RPA99) :** Pour la zone IIa [1]

➤ $\text{Min}(b_1; h_1) \geq 25\text{cm} \Rightarrow 40\text{ cm} \geq 25\text{cm} \quad (\text{c. v})$

➤ $\text{Min}(b_1; h_1) \geq h_e/20 \Rightarrow 40\text{ cm} > \frac{306}{20} = 15.30\text{ cm} \quad (\text{c. v})$

➤ $1/4 < b_1 / h_1 < 4 \Rightarrow 0.25 < \frac{40}{40} = 1 < 4 \quad (\text{c. v})$

V.12.VERIFICATION LE NOMBRE DE MODES A CONSIDERER :

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) :

Pour les structures représentées, par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions 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.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chacune des directions considérées. [1]

Tableau V.14 : La Résultat de Nombre de modes trouvées par le ROBOT.

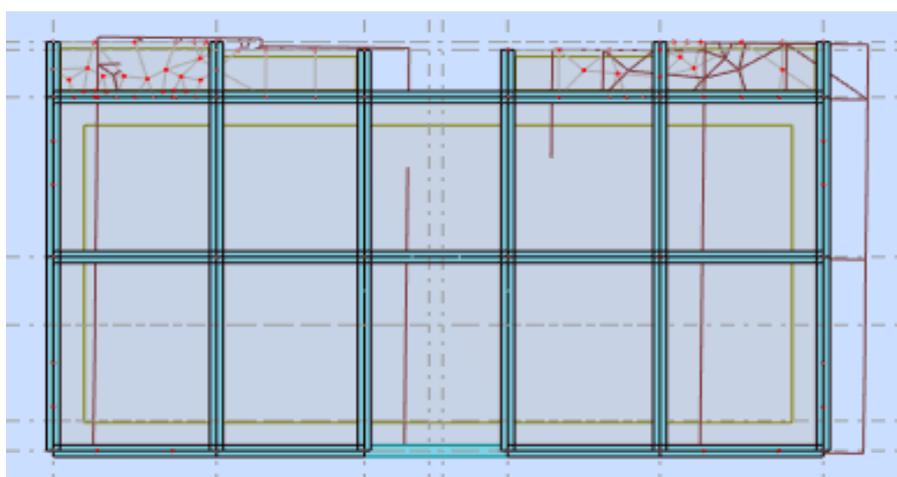
| Mode | Périodes | Masses cumuleés UX (%) | Masses cumuleés UY (%) | Masses modales UX (%) | Masses modales UY (%) | TOT masses UX (kg) | TOT masses UY (kg) |
|------|----------|------------------------|------------------------|-----------------------|-----------------------|--------------------|--------------------|
| 1 | 0,57 | 75,31 | 0,07 | 75,31 | 0,07 | 1223629 | 1223629 |
| 2 | 0,52 | 75,38 | 71,07 | 0,07 | 71,01 | 1223629 | 1223629 |
| 3 | 0,37 | 75,80 | 71,07 | 0,41 | 0,00 | 1223629 | 1223629 |
| 4 | 0,17 | 87,95 | 71,07 | 12,16 | 0,00 | 1223629 | 1223629 |
| 5 | 0,14 | 87,95 | 86,56 | 0,00 | 15,48 | 1223629 | 1223629 |
| 6 | 0,10 | 87,97 | 86,56 | 0,01 | 0,00 | 1223629 | 1223629 |
| 7 | 0,09 | 92,78 | 86,56 | 4,81 | 0,00 | 1223629 | 1223629 |
| 8 | 0,09 | 92,78 | 86,56 | 0,00 | 0,00 | 1223629 | 1223629 |
| 9 | 0,07 | 92,81 | 86,56 | 0,03 | 0,00 | 1223629 | 1223629 |
| 10 | 0,07 | 92,81 | 86,56 | 0,00 | 0,00 | 1223629 | 1223629 |
| 11 | 0,06 | 92,81 | 91,55 | 0,00 | 4,99 | 1223629 | 1223629 |
| 12 | 0,06 | 92,81 | 92,53 | 0,00 | 0,98 | 1223629 | 1223629 |

On remarque qu'il y a deux translations suivant X et Y et une rotation suivant Z

D'autre part, on constate que les 12 modes premières de Vibration doivent être incluses dans le calcul pour avoir un pourcentage de participation modale supérieur à 90%

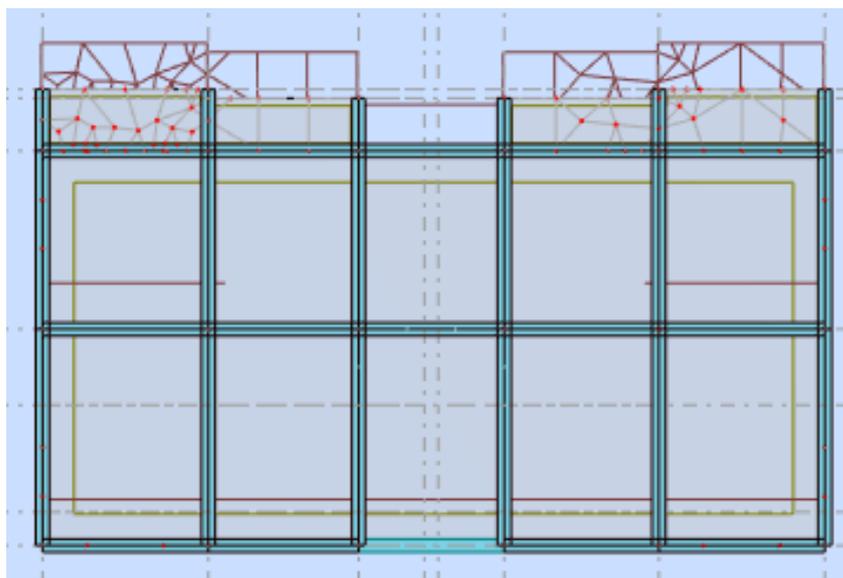
V.13.VERIFICATION DE LA PERIODE :

- Le mode 1 est un mode de translation selon l'axe X ça période est de 0.57 s



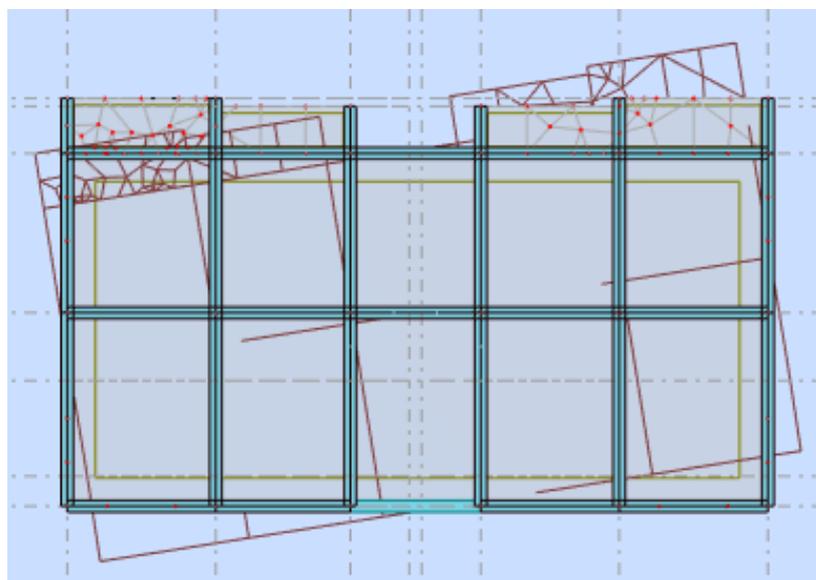
FigureV.1 : translation de bâtiment selon l'axe X.

- Le mode 2 est un mode de translation selon l'axe Y ça période est de 0.52 s



FigureV.2 : translation de bâtiment selon l'axe Y.

- Le mode 3 est un mode de rotation autour de l'axe Z ça période est de 0.37 s



FigureV.3 : rotation de bâtiment autour de l'axe Z.

V.14.LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BATIMENT :

Les caractéristiques géométriques (centre de masse et centre de torsion) de chaque niveau.

a) Centre de masse

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique.

Les coordonnées (XG, YG) du centre de masse sont données par les formules de barycentre suivantes : [1]

$$Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad , \quad X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

M_i : La masse de l'élément « i ».

$$\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases} : \text{Les Coordonnées de l'élément « i ».}$$

b) Centre de torsion

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux. En général deux cas se présentent :

- Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus ; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle 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.

Tableau V.15 : Les valeurs de Centre de masse et de torsion.

| Niveau | X_G (m) | Y_G (m) | X_t (m) | Y_t (m) |
|--------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| RDC | 8.72 | 4.75 | 8.73 | 3.66 |
| 1 | 8.72 | 4.75 | 8.73 | 3.66 |
| 2 | 8.72 | 4.75 | 8.73 | 3.66 |
| 3 | 8.72 | 4.75 | 8.73 | 3.66 |
| 4 | 8.72 | 4.75 | 8.73 | 3.66 |
| 5 | 8.72 | 4.75 | 8.73 | 3.66 |
| 6 | 8.72 | 4.82 | 8.72 | 4.44 |

❖ **Calcul de l'excentricité :**

- Excentricité théorique :

$$e_x = |X_G - X_t| \quad ; \quad e_y = |Y_G - Y_t| \quad [1]$$

- Excentricité accidentelle : RPA99 (version 2003) Article (4.2.7)

$$e_{acc} = 0.05L \quad [4]$$

Tableau V.16 : Les résultats de l'excentricité.

| Diaphragme | Excentricité théorique | | Excentricité accidentelle | | Excentricité | |
|------------|------------------------|-----------|---------------------------|--------|--------------|-----------|
| | e_x (m) | e_y (m) | Sens-x | Sens-y | e_x (m) | e_y (m) |
| RDC | 0,01 | 1,08 | 0,87 | 0,55 | 0,87 | 1,08 |
| 1 | 0,01 | 1,08 | 0,87 | 0,55 | 0,87 | 1,08 |
| 2 | 0,01 | 1,08 | 0,87 | 0,55 | 0,87 | 1,08 |
| 3 | 0,01 | 1,08 | 0,87 | 0,55 | 0,87 | 1,08 |
| 4 | 0,01 | 1,08 | 0,87 | 0,55 | 0,87 | 1,08 |
| 5 | 0,01 | 1,08 | 0,87 | 0,55 | 0,87 | 1,08 |
| 6 | 0,00 | 0,38 | 0,87 | 0,51 | 0,87 | 0,51 |

V.15. VERIFICATION AU RENVERSEMENT :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de sol- fondation

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction. Au poids des fondations et éventuellement au poids remblai.

Méthode de calcul :

$$\sum W_k b_i > \sum F_k h_k [1]$$

Avec :

W_k : le poids calculé à chaque niveau (k)

b_i : Centre de gravité de la structure.

F_k : La somme des forces sismique à chaque étage (k).

h_k la hauteur de l'étage k.

➤ **Dans les sens xx :**

Tableau V.17 : Les résultats de Vérification au renversement (sens xx).

| Niveau | W_k (KN) | b_{ix} (m) | $W_k b_{ix}$ | F_k (KN) | h_k (m) | $F_k h_k$ |
|------------|------------------------------|--------------|--------------|----------------------------|-----------|-----------|
| RDC | 12236.29 | 8.72 | 106700.44 | 26.65 | 3.06 | 81.54 |
| 1 | 10404.26 | 8.72 | 90725.14 | 67.30 | 3.06 | 205.93 |
| 2 | 8664.37 | 8.72 | 75553.30 | 102.79 | 3.06 | 314.53 |
| 3 | 6924.49 | 8.72 | 60381.55 | 140.22 | 3.06 | 429.07 |
| 4 | 5184.61 | 8.72 | 45209.79 | 173.18 | 3.06 | 529.93 |
| 5 | 3444.73 | 8.72 | 30038.04 | 207.98 | 3.06 | 636.41 |
| 6 | 1707.24 | 8.72 | 14887.13 | 260.38 | 3.06 | 796.76 |
| Σ | $\Sigma W_k b_i = 423495.39$ | | | $\Sigma F_k h_k = 2994.17$ | | |

$$\sum W_k b_{ix} > \sum F_k h_k \Rightarrow 423495.39 > 2994.17 \dots \dots \dots cv$$

➤ Dans le sens yy :

Tableau V.18 : Les résultats de Vérification au renversement (sens yy).

| Niveau | W _k (KN) | b _{iy} (m) | W _k b _{ix} | F _k (KN) | h _k (m) | W _k b _{ix} |
|------------|---|---------------------|--------------------------------|---|--------------------|--------------------------------|
| RDC | 12236.29 | 4.75 | 58122.37 | 26.10 | 3.06 | 79.86 |
| 1 | 10404.26 | 4.75 | 49420.23 | 62.93 | 3.06 | 192.56 |
| 2 | 8664.37 | 4.75 | 41155.75 | 95.69 | 3.06 | 292.81 |
| 3 | 6924.49 | 4.75 | 32891.32 | 134.78 | 3.06 | 412.42 |
| 4 | 5184.61 | 4.75 | 24627.04 | 171.99 | 3.06 | 526.28 |
| 5 | 3444.73 | 4.75 | 16362.46 | 215.78 | 3.06 | 660.28 |
| 6 | 1707.24 | 4.82 | 8228.89 | 291.81 | 3.06 | 892.93 |
| Σ | Σ W _k b _i = 230808.06 | | | Σ F _k h _k = 3057.14 | | |

$\sum W_k b_{ix} > \sum F_k h_k \Rightarrow 230808.06 > 3057.14 \dots \dots \dots cv$

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$(M_s/M_r \geq 1.50)$ [1]

M_s : moment stabilisateur dû aux charges verticales $M_s = \sum W_k b_{ix}$

M_r : moment de renversement dû à la charge horizontale $M_r = \sum W_k b_{ix}$

➤ Sens xx :

Tableau V.19 : Vérification au renversement (sens xx).

| M _{sx} | M _{rx} | M _s /M _r | M _s /M _r ≥ 1.50 | La condition |
|-----------------|-----------------|--------------------------------|---------------------------------------|--------------|
| 423495.39 | 2994.17 | 141 | 141 ≥ 1.50 | Vérifie |

➤ Sens yy :

Tableau V.20 : Vérification au renversement (sens yy).

| M _{sy} | M _{ry} | M _s /M _r | M _s /M _r ≥ 1.50 | La condition |
|-----------------|-----------------|--------------------------------|---------------------------------------|--------------|
| 230808.06 | 3057.14 | 75 | 75 ≥ 1.50 | Vérifie |

On n'a pas pris le poids des fondations et des remblais en considération.

VI.16. CONCLUSION :

- ❖ Parmi les méthodes utilisées pour la modélisation, on utilise la. Méthode statique équivalente qui vérifie tous les critères d'utilisation.
- ❖ L'exploitation des résultats donnés par le logiciel ROBOT
- ❖ On peut dire que suivant **les règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003** notre Structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

CHAPITRES VI :

FERRAILLAGE DES

ELEMENTS

RESISTANTS

VI.1. INTRODUCTION :

Notre 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 (**Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2018**). Ces éléments sont réalisés en béton armé doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur le **CBA93** et le **RPA99 version 2003**

VI.2. FERRAILLAGE DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux leur rôle est de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux. Elles sont sollicitées par des moments de flexion. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales. On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui supportent les poutrelles et les poutres secondaires assurent le chaînage.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 modifiée 99 en tenant compte des efforts données par le logiciel ROBOT version 2018.

On fait le calcul pour les combinaisons suivantes :

- Selon le BAEL 91 les Combinaisons fondamentales sont : **article A.3.3**
 - $1,35G + 1,5Q$ (ELU).
 - $G + Q$ (ELS).
- Selon le RPA 99/v2003 les Combinaisons accidentelles sont : **article 5.2**
 - $G + Q \pm E$
 - $0,8G \pm E$

VI.2.1. Recommandation du RPA 99/2003 :

a) Armatures longitudinales :(RPA A.7.5.2.1) [1]

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton,
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
- 4% de la section de béton en zone courante.

- 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
 - ✓ La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ en zone IIa.
 - ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

b) Armatures transversales :(RPA A.7.5.2.2) [1]

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :
 $A_t = 0.003 \times S_t \times b$
- ✓ L'espace maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :
 - $S_t = \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \varnothing_1 \right)$ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale.
- ✓ La valeur du diamètre des armatures longitudinales \varnothing_1 à prendre est le plus petit diamètre utilisé et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.2. Ferrailage des poutres :

VI.2.2.1. Poutre principale :

Tableau.VI.1 : Sollicitations de la poutre principale.

| Section | ELU (KN.m) | | ELS (KN.m) | | G+Q+E (KN.m) | | 0.8G+E (KN.m) | |
|---------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | M _t | M _a |
| 40x30 | 52.29 | 85.49 | 38.21 | 62.10 | 72.89 | 108.40 | 73.60 | 99.30 |

$b = 30 \text{ cm} ; \quad h = 40 \text{ cm} \quad ; \quad c = 4 \text{ cm} \quad ; \quad d = 36 \text{ cm}$

a) En travée :

$M_{t \max} = 73.60 \text{ KN.m}$

Moment ultime réduite :

$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} [3] \Rightarrow \mu = \frac{73.60 \times 10^6}{14.16 \times 300 \times 360^2} = 0.13 \quad / \quad f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$

$\mu = 0.13 < \mu_{lim} = 0.392$

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

$\mu = 0.13 < \mu_1 = 0.186 \dots\dots\dots$ Pivot A

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2u})$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$\mu = 0.13 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.17 \\ Z = 335.52 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{\text{calcul}} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [3]$$

$$A_{\text{calcul}} = \frac{73.60 \times 10^6}{348 \times 335.52} = 630.34 \text{ mm}^2.$$

Donc : $A_{\text{calcul}} = 6.30 \text{ cm}^2$

b) Sur appui :

$$M_a^{\text{max}} = 108.40 \text{ KN.m}$$

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} [3] \Rightarrow \mu = \frac{108.40 \times 10^6}{14.16 \times 300 \times 360^2} = 0.19 / f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.19 < \mu_{\text{lim}} = 0.392$$

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2u})$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$\mu = 0.19 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.26 \\ Z = 322.56 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{\text{calcul}} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [3]$$

$$\Rightarrow A_{\text{calcul}} = \frac{108.40 \times 10^6}{348 \times 322.56} = 965.69 \text{ mm}^2$$

Donc : $A_{\text{calcul}} = 9.65 \text{ cm}^2$

• Calcul de la section minimale (A_{min}) :

$$A_{\text{min (BAEL)}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} [3]$$

$$A_{\text{min (BAEL)}} \geq 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400} = 130.41 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{min (BAEL)}} = 1.30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{BAEL (Art A.4.2.1).}$$

$$A_{\text{min (RPA)}} = 0.5\% (b \times h) = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{RPA (Art 7.5.2.1).}$$

Tableau VI.2 : Les Résultats de ferrailage des poutres principales à ELU.

| Section | Position | A _{calcul} (Cm ²) | A _{min} | | A _{max} (Cm ²) | A _{adopt} (cm ²) | Choix des barres |
|-------------------|----------|---|---|--|--|--|---------------------|
| | | | A _{BAEL} (Cm ²) | A _{RPA} (Cm ²) | | | |
| Poutre principale | Travée | 6.30 | 1.30 | 6 | 6 | 9.24 | 3T14+3T14 |
| | Appui | 9.65 | 1.30 | 6 | 9.65 | 12.06 | 3T16+3T16 |

❖ **Vérification pour les poutres principales :**

Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (7.5.2.1) : [1]

$$0.5\% (b \times h) = 6 \text{ cm}^2$$

Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 : [1]

- 4 % b×h en zone courante ($A_{s \max} = 48 \text{ cm}^2$)
- 6 % b×h en zone de recouvrement ($A_{s \max} = 72 \text{ cm}^2$)

❖ **Armatures transversales :**

✓ D'après le BAEL 91 :

$$\emptyset_t \leq \text{Min} (h/35 ; b/10 ; \emptyset_1) \text{ cm [3]} \Rightarrow \emptyset_t = \text{Min} (40/35 ; 30/10 ; 1.2)$$

On prend : $\emptyset_t = 8 \text{ mm}$

✓ D'après le RPA99V2003 :

La quantité d'armatures transversales minimale est de : $A_t \geq 0.3\% \times S_t \times b$ [3]

- Pour la zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min} (h/4 ; 12\emptyset_1)$$

$$S_t \leq \text{Min} (40/4 ; 12 \times 1.2) = 10 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de : $S_t = 10 \text{ cm}$.

$$A_t \geq 0.3\% \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

Alors :

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

- Pour la zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de : $S_t = 15 \text{ cm}$.

$$A_t \geq 0.3\% \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Alors :

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

❖ **Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}$ [3] tel que :

$\bar{\tau} = \min(0.2f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) \dots\dots\dots$ (Fissuration non préjudiciable)

$\bar{\tau} = \min(3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{99.33 \times 10^3}{300 \times 360} = 0.91 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.91 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots c v$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Le ferrailage à ELS :**

a) **En travée :**

Tableau VI.3 : Les Résultats de ferrailage en travée des poutres principales à ELS.

| M_t (KN.m) | μ | μ_i | α | Z(mm) | A (cm ²) | A _{adopt} (cm ²) |
|--------------|-------|---------|----------|--------|----------------------|---------------------------------------|
| 38.21 | 0.07 | 0.392 | 0.09 | 347.04 | 3.16 | 6.79 |

b) **En Appui :**

Tableau VI.4 : Les Résultats du ferrailage en appui des poutres principales à ELS.

| M_a (KN.m) | μ | μ_i | α | Z(mm) | A (cm ²) | A _{adopt} (cm ²) |
|--------------|-------|---------|----------|--------|----------------------|---------------------------------------|
| 62.10 | 0.11 | 0.392 | 0.14 | 339.84 | 5.25 | 8.01 |

VI.2.2.1.1. Vérification à L'ELS :

❖ **Vérification des contraintes :[3]**

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes à ELS.

| | | |
|---------------------------------|--------------------------------------|-----------------------------|
| Moment service | M_{ser} | 38.21 KN.m |
| Position de l'axe neutre | $1/2 by^2 - 15A_{st} (d-y) = 0$ | $y = 12.60 \text{ cm}$ |
| Moment d'inertie | $I = 1/3 b.y^3 + \eta A_{st}(d-y)^2$ | $I = 75772.74 \text{ cm}^4$ |

| | | |
|---|---|---|
| Contrainte dans le béton | $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$ | $\sigma_{bc} = 6.35 \text{ MPa}$ |
| Contrainte dans l'acier | $\sigma_{st} = \frac{\eta M_{ser} (d-y)}{I}$ | $\sigma_{st} = 176.99 \text{ MPa}$ |
| Vérification de contrainte dans le béton | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28}$ | $6.35 \leq 15 \text{ MPa} \dots c v$ |
| Vérifiée Vérification de contrainte dans l'acier | $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = f_e / \delta_s$ | $176.99 \leq 348 \text{ MPa} \dots c v$ |

❖ La vérification de la flèche : [3]

Tableau VI.6 : La vérification de la flèche.

| | | | |
|---------------------------------------|-------|--------|----------|
| $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ | 0.082 | 0.0625 | Vérifiée |
| $\frac{As}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$ | 0.006 | 0.010 | Vérifiée |
| $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_o}$ | 0.082 | 0.060 | Vérifiée |

VI.2.2.1.2. Schéma de ferrailage :

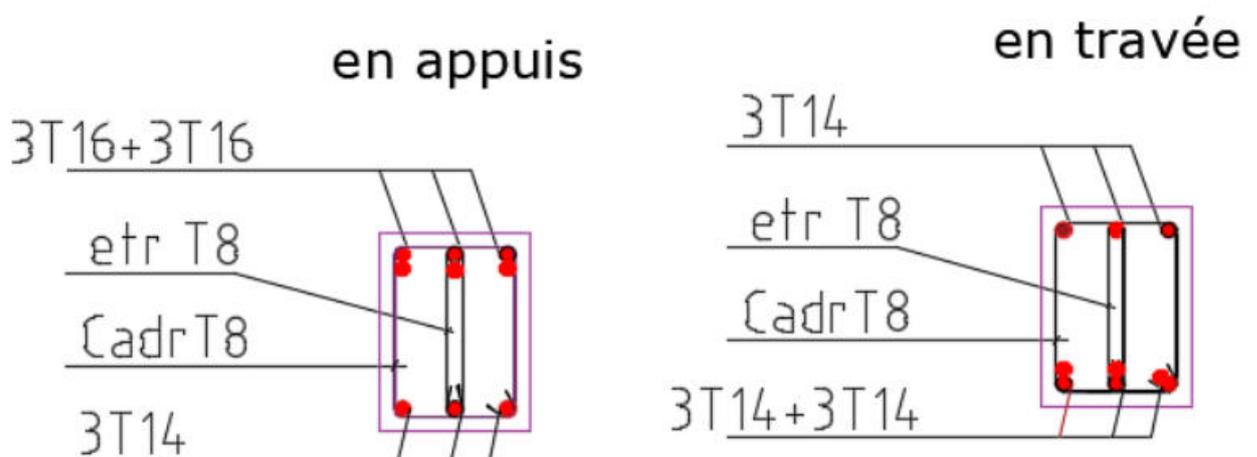


Figure VI.1 : Schéma de ferrailage de La poutre principal.

VI.2.2.2. Poutre secondaire :

b = 30 cm ; h = 35cm ; c = 3cm ; d = 32 cm

Tableau.VI.7 : Ferrailage de la poutre secondaire.

| Section | M _u (kN.m) | μ | α | Z (mm) | A _{st} (cm ²) | A _{adopté} (cm ²) |
|---------|-----------------------|------|------|--------|------------------------------------|--|
| Travée | 92.19 | 0.21 | 0.29 | 332.55 | 7.96 | 3T14+3T12 = 8.01 |
| Appuis | 96.27 | 0.22 | 0.31 | 299.32 | 9.24 | 6T14= 10.65 |

❖ **Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1) [3]**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 0.23 \times 300 \times 320 \times \frac{2.1}{400} = 1.15 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 1.15 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = 0,5\% (b \times h) = 0,5\% (30 \times 35) = 5.25 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} \dots \text{cv}$$

❖ **Armatures maximales :**

Zone nodale : A_{max} = 4% (b × h) = 42 cm²

Zone de recouvrement : A_{max} = 6% (b x h) = 63 cm²

❖ **Calcul du ferrailage transversal :**

Les armatures transversales des poutres sont calculées à l'aide de la formule (BAEL91) :

$$\phi t \leq \min (h / 35 ; / 10 ; \phi_l)$$

Avec :

ϕ : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poutre.

$$\phi t \leq \min (35 / 35 ; 30 / 10 ; 1.4).$$

ϕt = 1 cm Donc on prend ϕt = 8mm ⇒ At = 4T8 = 2.01 cm² (un cadre et un étrier).

❖ **Calcul de l'espacement : (RPA A.7.5.2.2) [1]**

L'espacement est calculé par le RPA99 V2003 :

$$\text{dans la zone nodale : } S_t = \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_l \right)$$

$$S_t = \min \left(\frac{35}{4} ; 12 \times 1.4 \right) = 8.75 \text{ cm.}$$

donc on adopte S_t = 8 cm

$$\text{en dehors de la zone nodale: } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

donc on adopte $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ **La longueur minimale de recouvrement :**

$L_r = 40 \times \phi_1 = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \rightarrow 60 \text{ cm}$

❖ **Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}$ [3] tel que :

$\bar{\tau} = \min (0.2f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) \dots\dots\dots$ (Fissuration non préjudiciable)

$\bar{\tau} = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{43.53 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.45 \text{ MPa}$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.45 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots c \ v$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Le ferrailage à ELS :**

a) **En travée :**

Tableau VI.8 : Les Résultats de ferrailage en travée des poutres secondaires à ELS.

| M_t (KN.m) | μ | μ_i | α | Z(mm) | A (cm ²) | A _{adopt} (cm ²) |
|--------------|-------|---------|----------|--------|----------------------|---------------------------------------|
| 17.48 | 0.040 | 0.392 | 0.051 | 313.47 | 1.60 | 3.39 |

b) **En Appui :**

Tableau VI.9 : Les Résultats du ferrailage en appui des poutres secondaires à ELS.

| M_a (KN.m) | μ | μ_i | α | Z(mm) | A (cm ²) | A _{adopt} (cm ²) |
|--------------|-------|---------|----------|--------|----------------------|---------------------------------------|
| 23.01 | 0.052 | 0.392 | 0.066 | 311.55 | 2.12 | 3.39 |

VI.2.2.2.1. Vérification à L'ELS :

❖ **Vérification des contraintes : [3]**

Tableau VI.10 : Vérification des contraintes à ELS.

| | | |
|---------------------------------|--|------------------------------------|
| Moment service | M_{ser} | 17.48KN.m |
| Position de l'axe neutre | $1/2 by^2 - 15A_{st} (d-y) = 0$ | $y = 8.85 \text{ cm}$ |
| Moment d'inertie | $I = 1/3 b.y^3 + \eta A_{st}(d-y)^2$ | $I = 34183.20 \text{ cm}^4$ |
| Contrainte dans le béton | $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$ | $\sigma_{bc} = 4.52 \text{ MPa}$ |
| Contrainte dans l'acier | $\sigma_{st} = \frac{\eta M_{ser} (d-y)}{I}$ | $\sigma_{st} = 177.57 \text{ MPa}$ |

| | | |
|--|---|--|
| Vérification de contrainte dans le béton | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28}$ | $4.52 \leq 15 \text{MPa} \dots c v$ |
| Vérifiée Vérification de contrainte dans l'acier | $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = f_e / \delta_s$ | $177.57 \leq 348 \text{MPa} \dots c v$ |

❖ La vérification de la flèche : [3]

Tableau VI.11 : La vérification de la flèche.

| | | | |
|---------------------------------------|-------|--------|----------|
| $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ | 0.094 | 0.0625 | Vérifiée |
| $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$ | 0.003 | 0.010 | Vérifiée |
| $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_o}$ | 0.094 | 0.035 | Vérifiée |

VI.2.2.2. Schéma de ferrailage :

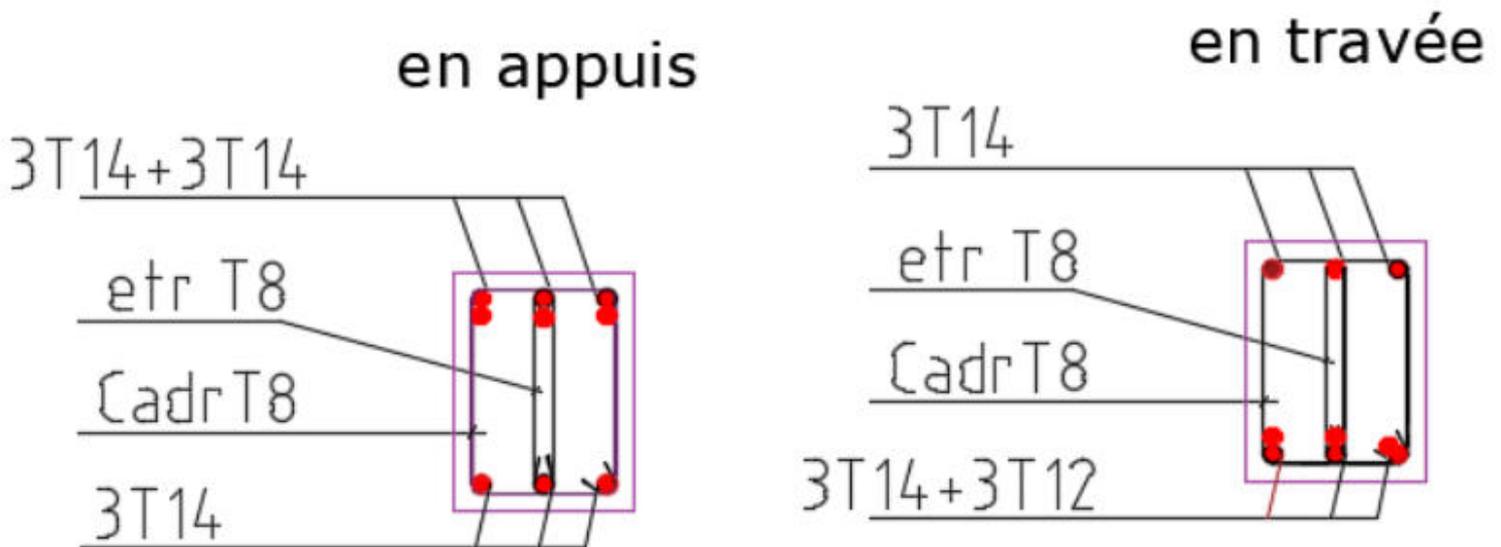


Figure VI.2 : Schéma de ferrailage de La poutre Secondaire.

VI.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal.

Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée (M, N). Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les couples des sollicitations suivants : **RPA article 5.2.**

- 1.35G+1.5Q - G+Q+E - 0.8G+E.
- G+Q - G+Q-E - 0.8G-E.

✓ Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

- M^{\max} \longrightarrow $N^{\text{corr.}}$
- N^{\max} \longrightarrow $M^{\text{corr.}}$
- N^{\min} \longrightarrow $M^{\text{corr.}}$

VI.3.1. Les recommandations du RPA 99/2003 :

a) Coffrage : RPA 7.4.1[1]

Les dimensions de la section transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq 25 \text{ cm}$ en zone IIa.
- $\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq h_e / 20$.
- $1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$.

b) Les armatures longitudinales : RPA. Article.7.4.2.1.[1]

D'après le RPA99 version 2003, pour une zone sismique IIa, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

➤ Leur pourcentage est limité par :

- $0,8\% < \frac{A_s}{B} < 4\%$ Zone courante
- $0,8\% < \frac{A_s}{B} < 6\%$ Zone de recouvrement

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $40\emptyset$ en zone de recouvrement.

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

La zone nodale est définie par l' et h'.

$$l' = 2h$$

$$h' = (\max h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$$

h_e : la hauteur de l'étage.

(h₁ ; b₁) : Dimensions de la section transversale du poteau.

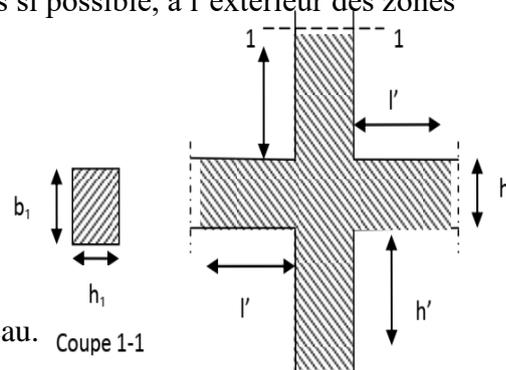


Figure.VI.3 : La zone nodale.

Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux selon le RPA

Tableau.VI.12 : Armatures longitudinales minimales et maximales

Selon le RPA dans les poteaux.

| Niveau | Section du Poteau (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _{max} (cm ²) | |
|--|--------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|----------------------|
| | | | Zone courante | Zone de recouvrement |
| RDC, 1 ^{er} , 2 ^{eme} | 40×40 | 12.80 | 64 | 96 |
| 3 ^{eme} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme} et 6 ^{eme} | 35×35 | 9.80 | 49 | 73.50 |

c) Les armatures transversales : RPA article.7.4.2.2.[1]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h₁ : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

- Zone nodale :

$$t \leq \min (10\phi_l, 15\text{cm}). \text{ en zone IIa.}$$

➤ Zone courante :

$t \leq 15\varnothing_1$ en zone IIa

Où \varnothing_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

La quantité d'armatures transversales minimales :

Si : $\lambda_g \geq 5$: $A_{min} = 0.3\% (t \times b_1)$

Si : $\lambda_g \leq 3$: $A_{min} = 0.8\% (t \times b_1)$

Si : $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites 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, et 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 10 \varnothing_t minimum.

VI.3.2. Sollicitation de calcul :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel ETABS qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre précédent Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.13 : Sollicitations dans les poteaux.

| | G+Q±E | | ELU | | 0.8G±E | |
|---------|---|---------------------|---|---------------------|---|---------------------|
| | M ^{max} et N ^{corres} | | N ^{max} et M ^{corres} | | N ^{min} et M ^{corres} | |
| Poteaux | M ^{max} | N ^{corres} | N ^{max} | M ^{corres} | N ^{min} | M ^{corres} |
| 40×40 | 64.13 | 272.09 | 1257.67 | 8.18 | -248.83 | -12.36 |
| 35×35 | 68.26 | 205.33 | 705.86 | -12.56 | -13.36 | 1.73 |

❖ Exemple de calcul :

a) Armatures longitudinales :

Prenons un exemple de calcul le poteau de section (40x40) en adoptant les sollicitations à l'ELU.

$$\begin{cases} N_{max} = 1257.67 \text{ kN} \\ M_{corr} = 8.18 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$N_u > 0$: donc le poteau est soumis à un effort de compression.

➤ Calcul de l'excentricité :

L'excentricité « e » est calculée comme suit :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{8.18}{1257.67} = 6.5 \times 10^{-3} \text{ m} = 0.65 \text{ cm}$$

- Calcul de l'excentricité additionnelle e_a : (BAEL A.4.3.5)[3].

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{l}{250}\right) \Rightarrow \max\left(2\text{cm}; \frac{306}{250}\right) = 2\text{cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a \Rightarrow e_1 = 0.65 + 2 = 2.65 \text{ cm}$$

- Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre :(CBA93 A.4.3.5) [2]

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max}\left[15; 20 \frac{e_1}{l}\right]$$

l_f : Longueur de flambement de la pièce : $l_f = l \times 0.7$ $l_f = 3.06 \times 0.7 = 2.142 \text{ m}$

h : hauteur totale de la section dans la direction du flambement.

$$\frac{214.2}{40} \leq \text{Max}\left[15; 20 \times \frac{2.65}{306}\right]$$

$$5.35 \leq \text{Max}[15; 0.17] \dots \dots \text{cv}$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée :

- Donc on calcul e_2 :

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha\varphi)$$

α : le rapport de moment de premier ordre de la charge permanente au moment total de premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_Q + M_G} \Rightarrow \alpha = \frac{29.73}{6.88 + 29.73} = 0.81 \varphi = 2.$$

Donc :

$$e_2 = \frac{3(2.142)^2}{10^4 \times 0.40} (2 + 0.81 \times 2) = 0.012\text{m}$$

$$e = e_2 + e_1 \Rightarrow e = 0.012 + 0.0265$$

$$e = 0.038 \text{ m}$$

il faut vérifier que :

$$M_2 = (N_u - N_0) (h/2 - d') > M_u$$

$$N_0 = bhfbu = 400 \times 400 \times 14.16 = 2265 \text{ KN}$$

$$M_2 = (1257.67 - 2265) (0.40/2 - 0.03) = -171.24 \text{ KN.m} \dots \dots \text{cv}$$

$$M_3 = N_u (h/2 - d') - (0.337h - 0.81d') N_0 < M_u$$

$$M_3 = 1257.67 (0.40/2 - 0.03) - (0.337 \times 0.40 - 0.81 \times 0.03) \times 2265 = -36.47 \text{ KN.m} \dots \dots \text{cnv}$$

Donc il faut calculer :

$$\psi = \frac{0.3754 \times N_0 \times h + N_u(h/2 - d') - M_u}{(0.8571 \times h - d')N_0}$$

$$\psi = \frac{0.3754 \times 2265 \times 0.40 + 1257.67(0.40/2 - 0.03) - 8.18}{(0.8571 \times 0.40 - 0.03)2265} = 0.77$$

La section est entièrement comprimée :

$$A_2 = \frac{N_u - \psi N_0}{f_{su}} = \frac{1257.67 - 0.77 \times 2265}{348} = -13.97 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 0$$

Donc on ferraille la section du poteau par le ferrailage minimal :

$$A_{min} = \max \{4p ; 0.2\% B\}.$$

P : périmètre de la section calculée.

B : la surface de la section calculée.

$$A_{min} = \{6.40 ; 3.2\}.$$

$$A_{min} = 6.4 \text{ cm}^2$$

Sections des armatures longitudinales donnent par Excel dans les poteaux.

Tableau.VI.14 : Sections des armatures longitudinales.

| | G+Q+E (cm ²) | ELU (cm ²) | 0.8G±E (cm ²) | A _{min} BAEL (cm ²) | A _{min} RPA (cm ²) | A _{max} (cm ²) |
|-------|-----------------------------|---------------------------|------------------------------|---|--|--|
| 40×40 | 18.86 | -13.97 | 23.81 | 6.4 | 12.80 | 23.81 |
| 35×35 | 20.51 | -16.10 | 22.78 | 5.6 | 9.80 | 22.78 |

Choix des armatures :

Tableau.VI.15 : Sections des armatures longitudinales adoptées.

| Niveau | Section du poteau (cm ²) | A _{max} (cm ²) | A _{adp} (cm ²) |
|--|--------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| RDC ,1 ^{er} et 2 ^{eme} | 40×40 | 23.81 | 6T20+2T20=25.13 |
| 3 ^{eme} ,4 ^{eme} ,5 ^{eme} et 6 ^{eme} | 35×35 | 22.78 | 6T20+2T16=22.87 |

b) Les armatures transversales

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 \times f_e}$$

$$V_u = 61.73 \text{ KN}$$

$$h_1 = 40 \text{ cm}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

λ_g est l'élançement géométrique du poteau:

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$$\lambda_g = (5.35 \text{ ou } 5.35) = 5.35$$

$$\rho = 2,50$$

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

➤ Zone nodale :

$$t \leq \min (10\phi_1, 15\text{cm}). \text{ en zone IIa.}$$

$$t \leq \min (10 \times 2, 15\text{cm}).$$

$$t \leq 15 \text{ cm} . \text{ On adopte : } S_t = 10 \text{ cm}$$

➤ Zone courante :

$$t' \leq 15\phi_1 \text{ en zone IIa}$$

$$t' \leq 30 \text{ cm. On adopte: } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = 100 \times \frac{2.5 \times 61.73 \times 10^3}{400 \times 400} = 0.96 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales minimales :

$$\lambda_g \geq 5 : A_{\min} = 0.3\% (t \times b_1)$$

$$A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_t ; A_{\min}) = 1.2 \text{ cm}^2 \text{ donc on adopte } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Tableau.VI.16 : Sections des armatures transversales.

| Niveau | Section (cm ²) | l _f (cm) | λ _g | V _u (KN) | l _r (cm) | t _{zone nodale} (cm) | t _{zone courante} (cm) | ρ | A _t (mm ²) |
|--|----------------------------|---------------------|----------------|---------------------|---------------------|-------------------------------|---------------------------------|-----|-----------------------------------|
| RDC ,1 ^{er} et 2 ^{eme} | 40×40 | 214,2 | 5.35 | 61.73 | 40 | 10 | 15 | 2,5 | 96.45 |
| 3 ^{eme} ,4 ^{eme} ,5 ^{eme} et 6 ^{eme} | 35×35 | 214,2 | 6.12 | 54.94 | 35 | 10 | 15 | 2,5 | 112.12 |

✓ On adopte pour tous les étages : 4T8 = 2.01 cm².

Conformément aux règles du RPA 99/03 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

➤ $\phi_t \geq 1/3 \times \phi_l^{\max} \rightarrow 8 > 20/3 = 6.66 \dots \text{ Cv.}$

VI.3.3. Vérifications :**a) Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :**

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une longueur de

$l_0 = 3.06$ m et un effort normal égal à 1257.67 KN.

On doit vérifier ;

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1) [2]}$$

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ .

$$\lambda = \max(\lambda_x ; \lambda_y)$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 \quad \Rightarrow \quad l_f = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{214.2}{40} = 18.55$$

$$\lambda = 18.55 < 50 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{18.55}{35} \right)^2} = 0.804$$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périmétrique.

$$B_r = (h-2)(b-2) = 0.1444 \text{ m}^2$$

$$\gamma_b = 1.50 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15$$

$$A = 23.81 \text{ cm}^2$$

$$\bar{N} = 0.804 \times \left[\frac{0.1444 \times 10^6 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 2381 \times \frac{400}{1.15} \right] = 2815.80 \text{ KN}$$

$$N_u = 1257.67 \text{ KN} < \bar{N}$$

Donc pas de risque de flambement.

b) Vérification aux sollicitations tangentielles :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Telle que :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article 7.4.3.2) [1]}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.17 : Vérification aux sollicitations tangentielles.

| Niveau | Section (cm ²) | lf (m) | λ_g | ρ_d | d (cm) | Vu (KN) | τ MPa | τ_{adm} MPa | observation |
|--|----------------------------|--------|-------------|----------|--------|---------|------------|------------------|-------------|
| RDC ,1 ^{er} et 2 ^{eme} | 40×40 | 2.142 | 5.35 | 0,075 | 37,00 | 61.73 | 0,41 | 1,88 | Vérifiée |
| 3 ^{eme} ,4 ^{eme} ,5 ^{eme} et 6 ^{eme} | 35×35 | 2.142 | 6.12 | 0,075 | 32,00 | 54.94 | 0,49 | 1,88 | Vérifiée |

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

VI.3.4. Schéma de ferrailage :

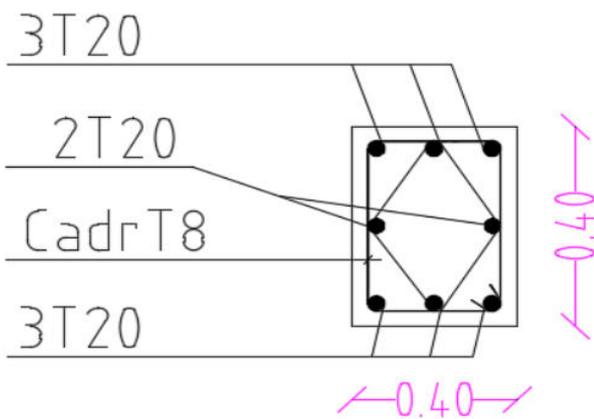


Figure.VI.4 : Schéma de ferrailage des poteaux RDC ,1^{er} et 2^{eme} étage.

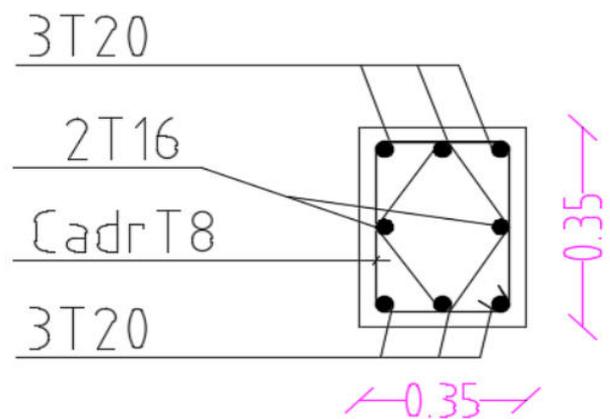
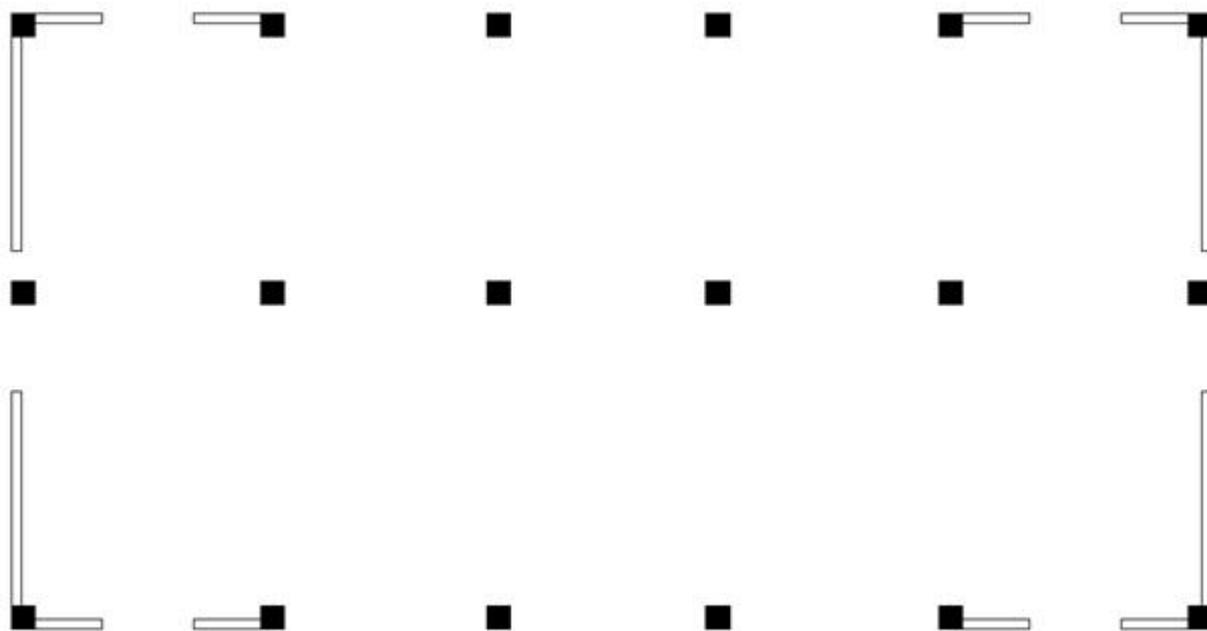


Figure.VI.5 : Schéma de ferrailage des 3^{eme},4^{eme},5^{eme} et 6^{eme}

VI.4. FERRAILLAGE DES VOILES :**Figure.VI.6 :** Schéma de disposition des voiles

Un voile de section rectangulaire se comporte comme une console verticale, encastree en pied dans ses fondations et soumise à des charges réparties ou concentrées à chaque plancher.

Donc le voile est sollicité par :

- ✓ Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- ✓ Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations ainsi que la charge sismique.

Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement. Ce qui nécessitera une disposition du ferrailage suivant :

- ✓ Sur le plan vertical (aciers verticaux)
- ✓ Sur le plan horizontal (aciers horizontaux)

VI.4.1. Recommandations de la RPA99 V 2003 :

Selon les prescriptions du RPA99. Le ferrailage des voiles est composé d'armatures verticales, d'armatures horizontales et d'armatures de répartition.

➤ **Combinaisons :**

Selon le **RPA 99 version 2003** et **BAEL** les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) est les suivants :

- $1.35 G + 1.5Q$
- $G + Q + E$
- $0.8 G + E$

➤ **Armatures verticales : R.P.A 99 (A7.7.4.1) [1]**

- ✓ 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.

- ✓ 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 seulement par recouvrement).
- ✓ À chaque extrémité du voile ou du trumeau l'espacement des barres doit être au plus égale à **15cm**.
 - ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées cadres horizontaux dont l'espacement ne doivent pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

➤ **Armatures horizontales : RPA 99 (art 7.7.4.2) [1]**

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 : R.P.A 99 (art 7.7.4.3) [1]**

- ✓ Le pourcentage minimal 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'espaceement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petites des valeurs Suivantes :

$$\Rightarrow \begin{cases} \mathbf{St} \leq \mathbf{1.5a} \\ \mathbf{St} \leq \mathbf{30cm} \end{cases} \Rightarrow St \leq \text{Min}(30\text{cm}; 1.5a),$$

Avec **a**: espaceement du voile

- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre eux 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.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser 1 /10 de l'épaisseur de voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - **40Ø** : pour les barres situées dans les zones ou le renversement désigne des efforts est possible
 - **20Ø** : 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 :

$$A_{VJ} = 1.1 \frac{V}{Fe}$$

Avec : $V = 1.4V_{\text{calculé}}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

Ce ferrailage se fera en fissuration peu nuisible sous les sollicitations obtenues par « ROBOT ».

VI.4.2. Le ferrailage des voiles de sens longitudinales :

On utilise la méthode des contraintes pour ferrailer les voiles.

(L= 1.00m ; H = 3.06 m ; e = 0.16 m)

✓ **Remarque :**

Nous adopterons une même section d'armatures horizontales pour tous les voiles et à tous les niveaux. Ceci facilitera l'exécution de ces derniers.

$$N = 156.90 \text{ KN} \quad ; \quad M = 113.58 \text{ KN.m} \quad ; \quad T = 58.03 \text{ KN}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow I = \frac{0.16 \times 1^3}{12} \Rightarrow I = 0.013 \text{ m}^4$$

$$S = b \times h \Rightarrow S = 1 \times 0.16 \Rightarrow S = 0.16 \text{ m}^2$$

$$y = \frac{L}{2} \Rightarrow y = \frac{1}{2} \Rightarrow y = 0.5 \text{ m}$$

VI.4.2.1. Armatures verticales :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M.y}{I} = \frac{156.90}{0.16} + \frac{113.58 \times 0.5}{0.013}$$

$$\sigma_1 = 5349.08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.y}{I} = \frac{156.90}{0.16} - \frac{113.58 \times 0.5}{0.013}$$

$$\sigma_2 = - 3387.83 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = - 3387.83 \text{ KN/m}^2$$

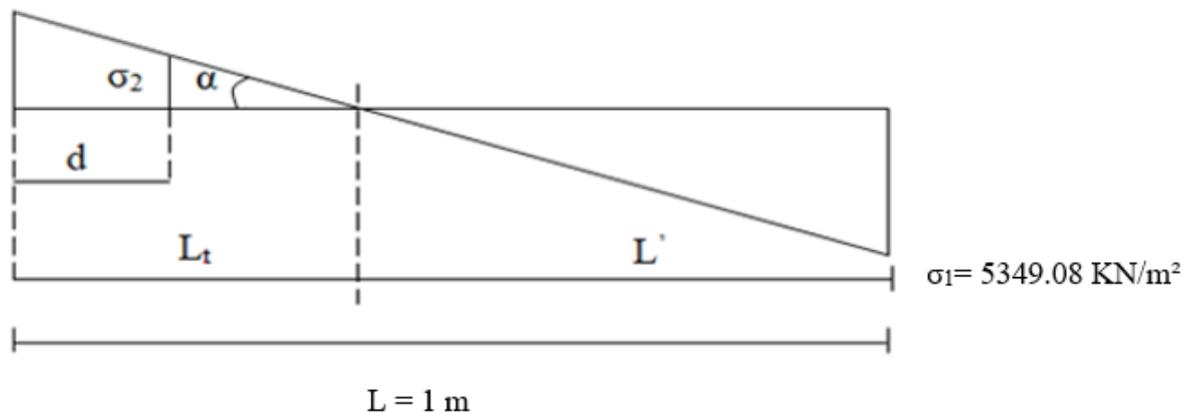


Figure VI.7 : Schéma de distribution des contraintes (Voile longitudinale).

Calcul de L' :

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 1 \times \left(\frac{3387.83}{5349.08 + 3387.83} \right) = 0.38 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 1 - 0.38 = 0.62 \text{ m}$$

$$d \leq \min (he/2; (2/3) \times L')$$

$$d \leq \min (3.06/2, (2/3) \times 0.62) = 0.41 \text{ m}$$

$$d > L_t \text{ donc } d \text{ dans la zone comprimée alors } \sigma_2' = 0 \text{ (} d = L_t \text{)}$$

Alors:

$$I' = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow I' = \frac{0.16 \times 0.38^3}{12} \Rightarrow I' = 0.00073 \text{ m}^4$$

$$S' = b \times h \Rightarrow S' = 0.38 \times 0.16 \Rightarrow S' = 0.061 \text{ m}^2$$

$$y' = \frac{L}{2} \Rightarrow y' = \frac{0.38}{2} \Rightarrow y' = 0.19 \text{ m}$$

Donc:

$$N_1 = (S'/2) \times (\sigma_2 + \sigma_2') \Rightarrow N_1 = -103.32 \text{ KN}$$

$$M_1 = (I'/2y') \times (\sigma_2' - \sigma_2) \Rightarrow M_1 = 6.51 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{6.51}{-103.32} = -0.06 \text{ m} < d/6 \text{ et } N \text{ est un effort de traction} \Rightarrow \text{S.E.T (section}$$

entièrement tendue).

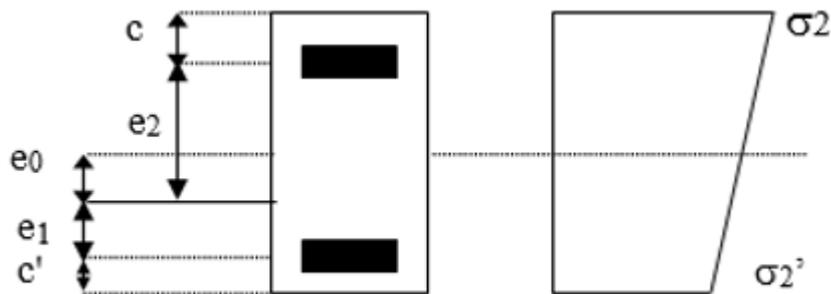


Figure VI.8 : Schéma de disposition des excentricités.

Soit : $c = 5 \text{ cm}$; $c' = 10 \text{ cm}$

$$e_1 = \frac{d}{2} - e_0 - c = 0.08 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{d}{2} + e_0 - c' = 0.15 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{103.32 \times 10^3 \times 150}{(80 + 150) \times 400} = 168.45 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1.68 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = \frac{N_1 \times e_1}{(e_1 + e_2) \times f_e} = \frac{103.32 \times 10^3 \times 80}{(80 + 150) \times 400} = 89.84 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 0.89 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s + A_s' = \frac{N_1}{f_e} = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$A_s/\text{ml/face} = 2.58 / (2 \times 0.38) = 3.39 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales de RPA 99 :**

D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1) :

$$A_{RPA} = 0.20\% \times e \times L_t \text{ [1]}$$

e : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{RPA} = 0.20\% \times 16 \times 38 = 1.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA}/\text{ml}/\text{face} = 1.22 / (2 \times 0.38) = 1.60 \text{ cm}^2$$

❖ **Le pourcentage minimal : [1]**

$$A_{\min} = 0.15\% \times e \times l = 0.15\% \times 16 \times 100 = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}/\text{ml}/\text{face} = 2.4 / (2 \times 1) = 1.2 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max (A_s, A_{\min}, A_{RPA}) = 3.39 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié de voile à cause de la symétrie :

$$A_s = 2 \times 3.39 \times (1/2) = 3.39 \text{ cm}^2$$

Acier de couture : [1]

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}; \bar{V} = 1.4 \times V$$

$$\bar{V} = 1.4 \times 58.03 = 81.24 \text{ KN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{81.24 \times 10^3}{400} = 2.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 2.23 \times \frac{L_t}{L} = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.39 + 0.84 = 4.23 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement :**

En zone courante : $S_t \leq \min (1.5e, 30)$

Soit: $S_t \leq 24 \text{ cm}$

On adopte: $S_t = 12 \text{ cm}$

En zone d'about : $S_{ta} = S_t/2 = 6 \text{ cm}$

En zone d'about :

La longueur de zone d'about : $L/6 \Rightarrow 100/6 = 16.6 \text{ cm}$

L'espacement entre les barres est 10 cm donc nombre des barres est $16.6/6 = 2.76$

On adopte : 2 barres

$$2 \times 1 = 2 \text{ cm}^2 \Rightarrow 16.6 - 2 / 1 = 14.2 \text{ cm}$$

Alors : On adopte : 4T10 ($A_s = 3.14 \text{ cm}^2$)

En zone courant :

La longueur de zone courant : $(L/6) = 33.3 \text{ cm} \Rightarrow 100 - 33.3 = 66.7 \text{ cm}$

L'espace entre les barres est 12 cm donc nombre des barres est $66.7/12 = 5.55$

On adopte : 6 barres

$6 \times 1 = 6 \text{ cm}^2 \Rightarrow 66.7 - 6/6 = 10.11 \text{ cm}$

Alors : On adopte : 6T10 ($A_s = 4.71 \text{ cm}^2$)

❖ **Les armateurs de répartition : [1]**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1.96 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5Ø8 ($A_s = 2.51 \text{ cm}^2$)

VI.4.2.2.les ferrailage horizontal:

❖ **Vérification des voiles à l'effort tranchant :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99).

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u < \bar{\tau}_u$ [1]

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = \frac{1.4T}{b \times d} \text{ Avec :}$$

T : l'effort tranchant à la base du voile.

b : épaisseur de voile.

d : hauteur utile.

h: hauteur totale de la section brute.

$$\tau_u = \frac{1.4T}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1.4 \times 58.03 \times 10^3}{160 \times 900} = 0.56 \text{ MPa}$$

La contrainte limite est :

$$\bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow 0.56 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ **Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :**

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k}{0.8 \cdot f_e} \text{ [1]}$$

K = 0 en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

$K=1$ en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$K=1+3\sigma_{cm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de compression.

$K=1-10\sigma_{tm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Donc : Dans notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage

Alors : on prend $K=0$.

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \cdot f_e} \quad [1]$$

D'autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0.15% de la section du voile considérée si : $\tau_u \leq 0.025f_{c28}$.

0.25% de la section du voile considérée si : $\tau_u > 0.025f_{c28}$

➤ **L'espacement :**

$$S_t \leq \min (1.5e, 30)$$

Soit: $S_t \leq 24$ cm

On adopte: $S_t = 20$ cm

$$A_t = \frac{b \times \tau_u \times S_t}{0.8 \times f_e} \quad [1] \Rightarrow A_t = \frac{160 \times 0.56 \times 200}{0.8 \times 400}$$

$$A_t = 0.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{tmin} \text{ (RPA)} = 0.15\% \times e \times 306 = 7.34 \text{ cm}^2$$

On adopte : 15T8 = 7.54 cm²

VI.4.3. Schéma de Ferrailage :

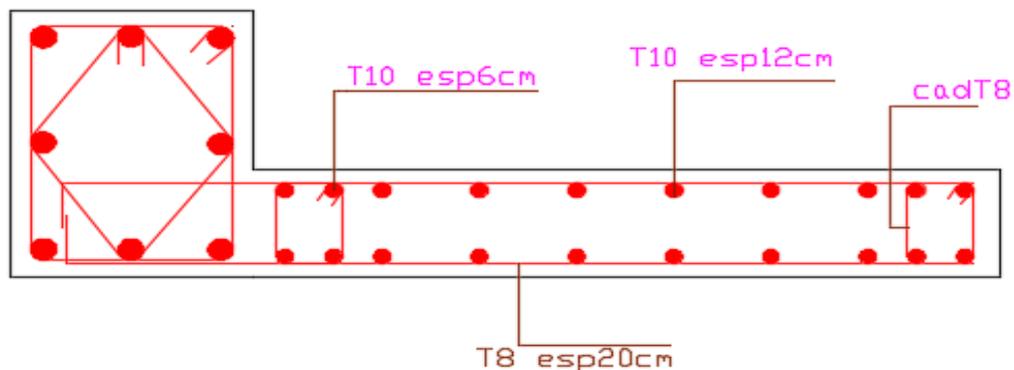


Figure VI.9 : Schéma de ferrailage de Voile longitudinale.

VI.4.3. Le ferrailage des voiles de sens transversal :

(L=2.20m ; H = 3.06 m ; e = 0.16 m)

Nous adopterons une même section d'armatures horizontales pour tous les voiles et à tous les niveaux. Ceci facilitera l'exécution de ces derniers.

N = 609.32 KN ; M = 630.30 KN.m ; T = 174.12 KN

$$I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow I = \frac{0.16 \times 2.2^3}{12} \Rightarrow I = 0.141 \text{ m}^4$$

$$S = b \times h \Rightarrow S = 2.20 \times 0.16 \Rightarrow S = 0.352 \text{ m}^2$$

$$y = \frac{L}{2} \Rightarrow y = \frac{2.20}{2} \Rightarrow y = 1.10 \text{ m}$$

VI.4.3.1. Le ferrailage vertical :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M.y}{I} = \frac{609.32}{0.352} + \frac{630.30 \times 1.1}{0.141}$$

$$\sigma_1 = 6648.21 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.y}{I} = \frac{609.32}{0.352} - \frac{630.30 \times 1.1}{0.141}$$

$$\sigma_2 = - 3186.21 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = - 3186.21 \text{ KN/m}^2$$

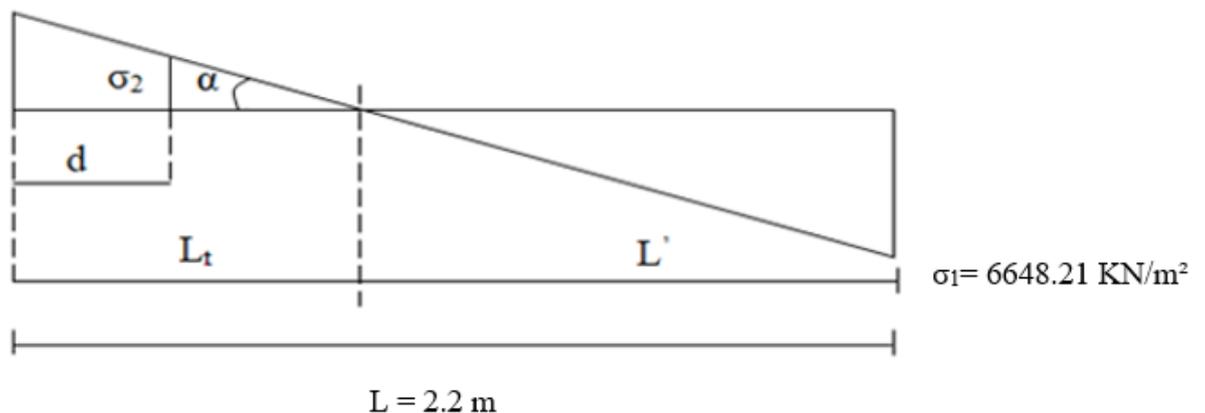


Figure VI.10 : Schéma de distribution des contraintes (Voile transversale).

Calcul de L' :

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 2.20 \times \left(\frac{3186.21}{6648.21 + 3186.21} \right) = 0.71 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 2.20 - 0.42 = 1.49 \text{ m}$$

$$d \leq \min (he/2; (2/3) \times L')$$

$$d \leq \min (3.06/2, (2/3) \times 1.78) = 0.99 \text{ m}$$

$$d > L_t \text{ donc } d \text{ dans la zone comprimée alors } \sigma_2' = 0 \text{ (} d = L_t \text{)}$$

Alors:

$$I' = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow I' = \frac{0.16 \times 0.71^3}{12} \Rightarrow I' = 0.0047 \text{ m}^4$$

$$S' = b \times h \Rightarrow S = 0.71 \times 0.16 \Rightarrow S' = 0.1136 \text{ m}^2$$

$$y' = \frac{L}{2} \Rightarrow y' = \frac{0.71}{2} \Rightarrow y' = 0.355 \text{ m}$$

Donc:

$$N_1 = (S'/2) \times (\sigma_2 + \sigma_2') \Rightarrow N_1 = -180.97 \text{ KN}$$

$$M_1 = (I'/2y') \times (\sigma_2' - \sigma_2) \Rightarrow M_1 = 21.09 \text{ KN.m}$$

$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{21.09}{-180.97} = -0.116 \text{ m} < d/6$ et N est un effort de traction \Rightarrow S.E.T (section entièrement tendue).

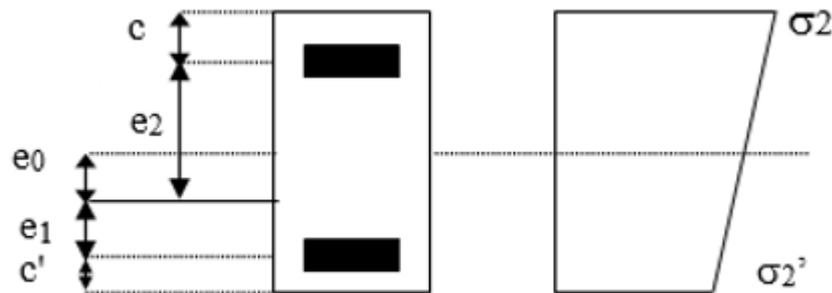


Figure VI.11 : Schéma de disposition des excentricités.

Soit : $c = 5 \text{ cm}$; $c' = 10 \text{ cm}$

$$e_1 = \frac{d}{2} - e_0 - c = 0.189 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{d}{2} + e_0 - c' = 0.371 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{180.97 \times 10^3 \times 371}{(189 + 371) \times 400} = 299.73 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2.99 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = \frac{N_1 \times e_1}{(e_1 + e_2) \times f_e} = \frac{180.97 \times 10^3 \times 189}{(189 + 371) \times 400} = 152.69 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s + A_s' = \frac{N_1}{f_e} = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$A_s / \text{ml/face} = 4.52 / (2 \times 0.71) = 3.18 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales de RPA 99 :**

D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1) :

$$A_{RPA} = 0.20\% \times e \times L_t \quad [1]$$

e : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{RPA} = 0.20\% \times 16 \times 71 = 2.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA}/\text{ml}/\text{face} = 2.27 / (2 \times 0.71) = 1.59 \text{ cm}^2$$

❖ **Le pourcentage minimal : [1]**

$$A_{\min} = 0.15\% \times e \times l = 0.15\% \times 16 \times 220 = 5.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}/\text{ml}/\text{face} = 5.28 / (2 \times 2.2) = 1.2 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max (A_s, A_{\min}, A_{RPA}) = 3.18 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié de voile à cause de la symétrie :

$$A_s = 2 \times 3.18 \times (2.20/2) = 6.99 \text{ cm}^2$$

Acier de couture : [1]

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}; \bar{V} = 1.4 \times V$$

$$\bar{V} = 1.4 \times 174.12 = 243.76 \text{ KN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{243.76 \times 10^3}{400} = 6.70 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 6.70 \times \frac{L_t}{L} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.99 + 0.21 = 7.20 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement :**

En zone courante : $S_t \leq \min (1.5e, 30)$

Soit: $S_t \leq 24 \text{ cm}$

On adopte: $S_t = 16 \text{ cm}$

En zone d'about : $S_{ta} = S_t/2 = 8 \text{ cm}$

En zone d'about :

La longueur de zone d'about : $L/8 \Rightarrow 220/8 = 27.5 \text{ cm}$

L'espacement entre les barres est 8 cm donc nombres des barres est $27.5/8 = 3.4$

On adopte : 3 barres

$$2.20 \times 1.2 = 2.64 \text{ cm}^2 \Rightarrow 27.5 - 2.64 / 2 = 12.40 \text{ cm}$$

Alors : On adopte : 4T12+2T14 ($A_s = 7.60 \text{ cm}^2$)

En zone courant :

La longueur de zone courant : $(L/8)2 = 55 \text{ cm} \Rightarrow 220 - 55 = 165 \text{ cm}$

L'espace entre les barres est 16 cm donc nombre des barres est $165/16 = 12.39$

On adopte : 12 barres

$$12 \times 1 = 12 \text{ cm}^2 \Rightarrow 165 - 12 / 11 = 13.90 \text{ cm}$$

Alors : On adopte : 12T10 ($A_s = 9.42 \text{ cm}^2$)

❖ **Les armateurs de répartition : [3]**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 4.25 \text{ cm}^2$$

On adopte : 9Ø8 ($A_s = 4.52 \text{ cm}^2$)

Les deux nappes d'armateurs doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

On adopte les épingles : Ø8[1]

VI.4.3.2.les ferrailage horizontal :

❖ **Vérification des voiles à l'effort tranchant :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99).

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u < \bar{\tau}_u$ [1]

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = \frac{1.4T}{b \times d} \text{ Avec :}$$

T : l'effort tranchant à la base du voile.

b : épaisseur de voile.

d : hauteur utile.

h: hauteur totale de la section brute.

$$\tau_u = \frac{1.4T}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1.4 \times 174.12 \times 10^3}{160 \times 1980} = 0.76 \text{ MPa}$$

La contrainte limite est :

$$\bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow 0.76 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ **Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :**

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k}{0.8 \cdot f_e} [1]$$

K = 0 en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

$K=1$ en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$K=1+3\sigma_{cm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de compression.

$K=1-10\sigma_{tm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Donc : Dans notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage

Alors : on prend $K=0$.

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \cdot f_e} \quad [1]$$

D'autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0.15% de la section du voile considérée si : $\tau_u \leq 0.025f_{c28}$.

0.25% de la section du voile considérée si : $\tau_u > 0.025f_{c28}$

➤ **L'espacement** :

$$S_t \leq \min(1.5e, 30)$$

$$\text{Soit: } S_t \leq 24 \text{ cm}$$

On adopte: $S_t = 18 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{b \times \tau_u \times S_t}{0.8 \times f_e} \quad [1] \Rightarrow A_t = \frac{160 \times 0.76 \times 180}{0.8 \times 400}$$

$$A_t = 0.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{tmin} (\text{RPA}) = 0.15\% \times e \times 306 = 7.34 \text{ cm}^2$$

On adopte : $17T8 = 8.55 \text{ cm}^2$

VI.4.3.3. Schéma de Ferrailage :

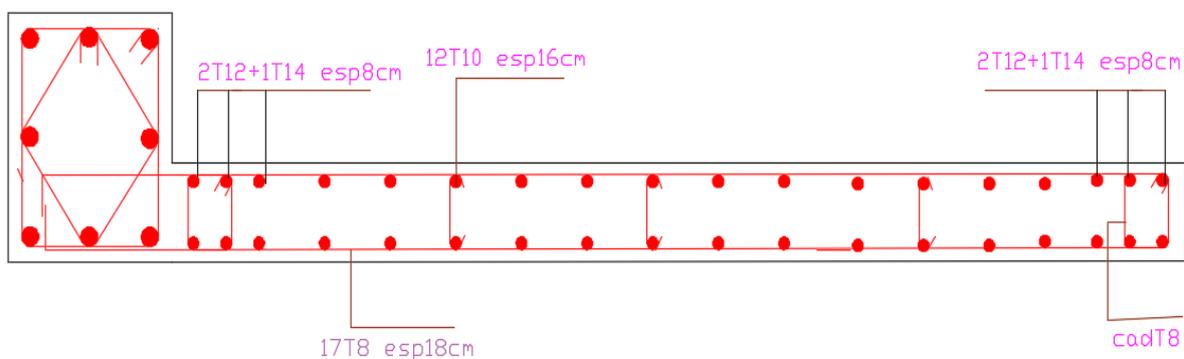


Figure VI.12 : Schéma de ferrailage de Voile longitudinale.

CHAPITRES VII :

ETUDE DE

L'INFRASTRUCTURE

Tel que L_{\min} entre axe minimum entre deux poteaux :

On a: $1.5 \times B = 4 \text{ m} < L_{\min} = 3.25 \text{ m}$

La condition : $L_{\min} > 1.5 \times B$ non vérifié

VII.2.2. Vérification de la semelle filante :

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$((S_s / S_b < 50\%) \text{ [1]}$$

Avec :

S_s : la somme des surfaces des semelles.

S_b : La surface total du bâtiment.

➤ **Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :**

Tableau de dimensionnement des semelles sous poteaux :

Tableau VII.1 : Dimensionnement des semelles sous poteaux.

| Poteau | N_{ser} (KN) | M_{ser} (KN.m) | A=B (m) | A×B (m ²) |
|--------|-----------------------|-------------------------|---------|-----------------------|
| 1 | 571,07 | -21,96 | 1,73 | 2.99 |
| 3 | 632,78 | 2,23 | 1,82 | 3.31 |
| 5 | 610,11 | 4,11 | 1,79 | 3.20 |
| 7 | 619,47 | 4,19 | 1,80 | 3.24 |
| 9 | 631,14 | 2,27 | 1,82 | 3.31 |
| 11 | 583,31 | -22,19 | 1,75 | 3.06 |
| 13 | 273,42 | 2,29 | 1,20 | 1.44 |
| 15 | 854,80 | 3,77 | 2,12 | 4.49 |
| 17 | 914,38 | 3,73 | 2,19 | 4.79 |
| 19 | 908,70 | 3,10 | 2,18 | 4.75 |
| 21 | 863,16 | 3,83 | 2,13 | 4.53 |
| 23 | 272,95 | 2,43 | 1,19 | 1.41 |
| 25 | 336,59 | 17,10 | 1,33 | 1.76 |
| 27 | 456,55 | -7,82 | 1,55 | 2.40 |
| 29 | 708,88 | -22,75 | 1,93 | 3.72 |
| 31 | 748,41 | -30,58 | 1,98 | 3.92 |

| | | | | |
|--------------|--------|-------|------|--------------|
| 33 | 458,42 | -7,78 | 1,55 | 2.40 |
| 35 | 331,01 | 17,12 | 1,32 | 1.74 |
| Total | / | | | 56.46 |

Tableau de dimensionnement des semelles sous voiles :

Tableau VII.2 : Dimensionnement des semelles sous voiles.

| Les voiles | Langueur (m) | N _{Ser} (KN) | B (m) | B×L (m ²) |
|--------------|--------------|-----------------------|-------|-----------------------|
| 408 | 1 | 261.21 | 1.37 | 1.37 |
| 459 | 2.2 | 269.34 | 0.64 | 1.40 |
| 462 | 2.2 | 264.45 | 0.63 | 1.38 |
| 369 | 1 | 262.67 | 1.38 | 1.38 |
| 370 | 1 | 85.60 | 0.45 | 0.45 |
| 371 | 1 | 191.43 | 1.01 | 1.01 |
| 372 | 1 | 120.33 | 0.63 | 0.63 |
| 373 | 1 | 163.90 | 0.86 | 0.86 |
| 409 | 1 | 121.76 | 0.64 | 0.64 |
| 410 | 1 | 159.73 | 0.84 | 0.84 |
| 460 | 2.2 | 264.45 | 0.63 | 1.38 |
| 461 | 2.2 | 171.60 | 0.41 | 0.90 |
| Total | / | | | 12.24 |

- La somme des surfaces des semelles est : $S = 68.70 \text{ m}^2$
- La surface totale du bâtiment est : $S' = L_x \times L_y = 10.40 \times 17.80 = 185.12 \text{ m}^2$

$$\frac{68.70}{185.12} \times 100 = 37.11 \% < 50\%$$

Puisque le rapport de la somme des surfaces des semelles par rapport à la surface totale du bâtiment est inférieur à 50 % donc le choix des semelles filantes croisées sous les poteaux et sous les murs s'impose.

VII.3. Calcul de la semelle filante croisée :

Les données pour chaque poteau (depuis ROBOT):

Tableau VII.3 : Les sollicitations.

| Les poteaux et les voile | ELU | | ELS | |
|-----------------------------|-----------------------|------------------|-----------------------|------------------|
| | Effort normal (KN) | Moment (KN.m) | Effort normal (KN) | Moment (KN.m) |
| N _{P1} | 457.59 | 13.54 | 336.59 | 10.13 |
| N _{P2} | 624.68 | 2.53 | 456.55 | 1.87 |
| N _{P3} | 974.58 | 5.14 | 708.88 | 3.24 |
| N _{P4} | 1028.99 | 9.64 | 748.41 | 5.67 |
| N _{P5} | 627.29 | 3.14 | 458.42 | 1.96 |
| N _{P6} | 449.85 | 13.81 | 331.01 | 10.11 |
| N _{V1} | 118.90 | 0.85 | 87.58 | 0.61 |
| N _{V2} | 262.01 | 0.77 | 192.43 | 0.53 |
| N _{V3} | 263.52 | 0.81 | 192.55 | 0.54 |
| N _{V4} | 116.20 | 0.87 | 85.60 | 0.63 |

VII.3.1. Le Pré-dimensionnement :

On va prendre comme exemple de calcul une semelle filante latérale.

Pour assurer la validité de la semelle filante on choisit la file des poteaux les plus sollicités.

Les efforts normaux et les moments de la superstructure sont appliqués au niveau du centre de gravité de la semelle filante.

➤ Calcul de la largeur de la semelle :

$$N_s = \sum N_i = 3598.02 \text{ KN}$$

$$M_s = \sum N_i \times e_i + \sum M_i$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s}$$

$$\sigma = \frac{N_s}{L \cdot B} \left(1 + \frac{3 \cdot e_0}{B}\right) \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{L \times \sigma_{sol}} \left(1 + \frac{3e_0}{L}\right) \quad [1]$$

$$B \geq 1.06 \text{ m}$$

Tableau VII.4 : Résultats Récapitulatives

| | N_s (KN) | M_s (KN.m) | e_0 (m) | B(m) |
|-----------|------------|--------------|-----------|------|
| Résultats | 3598.02 | 72.34 | 0.02 | 1.4 |

Condition minimale :

Une semelle est dite continue si sa largeur très petite devant sa longueur, elle doit vérifier

la condition suivante : $\frac{L}{B} > 5 \Rightarrow \frac{17.80}{1.40} = 12.71 > 5 \dots\dots\dots cv$

➤ **Calcul La hauteur de la semelle :**

Semelle rigide $\Rightarrow \frac{B-b}{4} \leq d \leq B-b$

$$\frac{1.40-0.4}{4} = 0.25 \leq d \leq 1.40-0.4 = 1.0 \dots\dots\dots cv$$

On prend : $d = 0.35$ m

Donc :

$$h = d + 5 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

➤ **La hauteur de la poutre de redressement :**

Est estimée à $(\frac{1}{9}$ à $\frac{1}{6})$ de la travée maximale :

$$\frac{L_{max}}{9} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{6} = \frac{4.85}{9} \leq h_p \leq \frac{4.85}{6} \Rightarrow 0.54 \text{ m} \leq h_p \leq 0.80 \text{ m}$$

On prend : $h_p = 90$ cm ; $b_p = 40$ cm

✓ **Conclusion :**

Les dimensions de notre fondation sont :

- La semelle_:

$$B = 1.40 \text{ m} \quad ; \quad L = 17.80 \text{ m}$$

$$h = 0.40 \text{ m} \quad ; \quad d = 0.35 \text{ m}$$

- La poutre de redressement :

$$h_p = 90 \text{ cm} \quad ; \quad b_p = 40 \text{ cm}$$

VII.3.2. Vérification de la semelle vis-à-vis la rigidité :

Avant de calculer le ferrailage, on vérifie si la semelle est rigide ou non.

Tableau VII.5 : Vérification de rigidité de la semelle.

| | | | |
|-----------|----------------|----------------------------|-------------------------------------|
| Libage | Lmax | 4.85 m | 1.0/0.6 RIGIDE |
| | H | 0.9 m | |
| Poteau | B | 0.4 m | |
| Semelle | B | 1.4 m | |
| | H | 0.4 m | |
| Sol | σ_{sol} | 1.9 bars | |
| Béton | f_{c28} | 25 Mpa | |
| K | | 30000 KN/m ³ | |
| E | | 10818865 KN/m ² | |
| I | | 0.08 | |
| Le | | 3.01 | |
| Lexpi/2+b | | 4.31 | |

Donc la semelle est rigide.

VII.3.3. Calcul de ferrailage :

Le calcul de ferrailage se fait a l'ELU :

➤ **Calcul des contraintes :**

$$N_t = \sum N_i = 4923.61 \text{ KN}$$

$$M_t = \sum N_i \times e_i + \sum M_i$$

$$\sum N_i \times e_i = 39.02 \text{ KN.m}$$

$$\sum M_i = 13.54 + 2.53 + 5.14 + 9.64 + 3.14 + 13.81 + 0.85 + 0.77 + 0.81 + 0.87 = 51.10 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$M_t = 39.02 + 51.10 = 90.12 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_t}{L \times B} + \frac{6 \times M_t}{L^2 \times B} [3] \Rightarrow \frac{4923.61}{17.80 \times 1.40} + \frac{6 \times 90.12}{17.80^2 \times 1.40} \Rightarrow \sigma_1 = 198.79 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_t}{L \times B} - \frac{6 \times M_t}{L^2 \times B} [3] \Rightarrow \frac{4923.61}{17.80 \times 1.40} - \frac{6 \times 90.12}{17.80^2 \times 1.40} \Rightarrow \sigma_2 = 196.35 \text{ KN/m}^2$$

Alors :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 198.18 \text{ KN/m}^2 \leq 1.5\sigma_{sol} = 285 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots cv$$

VII.3.3.1. Ferrailage de la semelle :

Le ferrailage se calcul par la méthode des bielles à l'ELU

➤ **Calcul des armatures principales :**

$$A_{S/B} = \frac{N_u (B-b)}{8d\sigma_{st}} [3]$$

$$N_u = N_1 + P$$

$$N_1 = \sum N_i / L$$

L : longueur totale de la semelle

$$N_1 = 276.60 \text{ KN/ml}$$

P = Poids des terres + Poids des semelles

Poids propre de la semelle :

$$P_p = 1.4 \times 0.4 \times 17.80 \times 25 = 249.20 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des terres : } (0.4 \times 0.6 \times 17.80 \times 22) \times 2 = 187.96 \text{ KN}$$

Donc :

$$P = 437.16 \text{ KN}$$

$$N_u = 276.60 + 437.16 = 713.76 \text{ KN}$$

$$A_{S/B} = \frac{N_u (B-b)}{8d\sigma_{st}} = \frac{713.76 \times 10^3 (1400 - 400)}{8 \times 360 \times 348} = 7.12 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T12+2T14 = 7.60 cm²

❖ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.60}{4} \Rightarrow A_r = 1.9 \text{ cm}^2$$

✓ D'après le BAEL91 pour fe400 : A_{s min} = 2 cm²

On adopte : 7T10 = 5.50 cm²

Avec : un espacement S_t = 20 cm

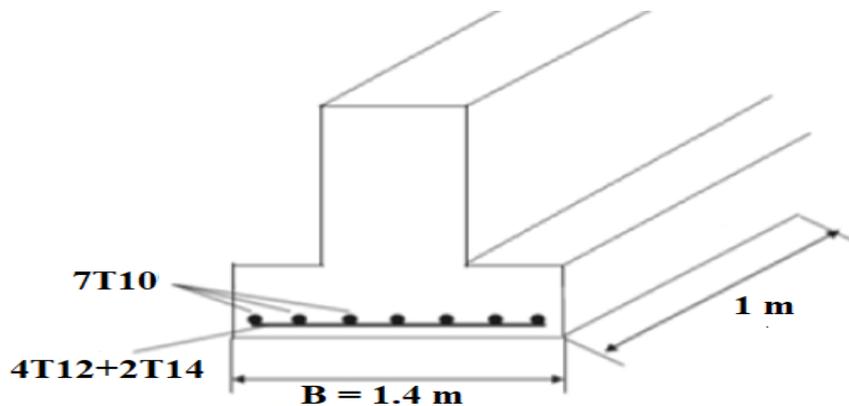


Figure VII.1 : Schéma de ferrailage de semelle filante.

VII.3.3.2. Ferrailage de la poutre de redressement :

✓ **Calcul des sollicitations :**

Les sollicitations (moment et effort tranchant) sont calculées à l'aide du programme ROBOT.

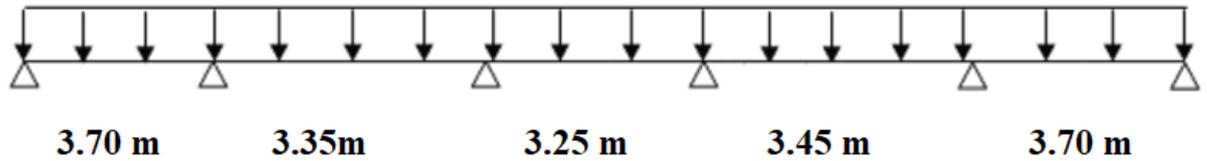


Figure VII.2 : la distribution des charges ponctuelle sur la poutre.

➤ Le calcul du ferrailage se fait comme étant une poutre en T renversé :

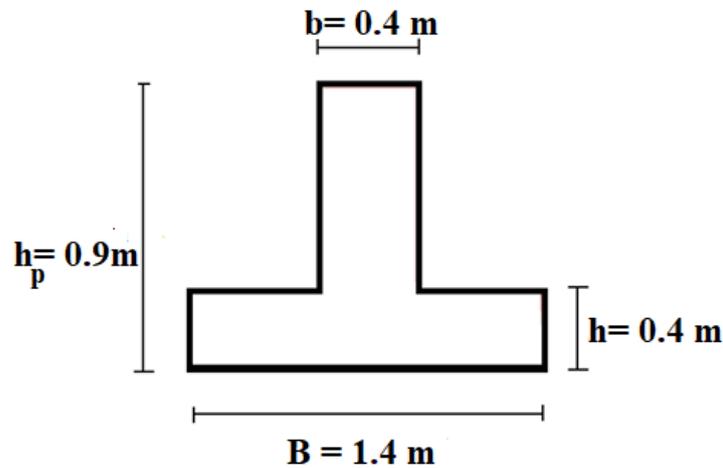


Figure VII.3 : Coupe de la semelle filante.

$B = 1.4 \text{ m} \quad ; \quad b_p = 0.4 \text{ m} \quad ; \quad h_p = 0.90 \text{ m} \quad ; \quad h = 0.4\text{m}; \quad d = 0.9 \times h = 0.81 \text{ m}$

$$M_u = M_{\max} = \begin{cases} \text{Travée : } M_t = 337.05 \text{ KN.m} \\ \text{Appui : } M_a = 536.06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$T_u = T_{\max} = 529.24 \text{ KN}$

a) En travée :

Moment qui équilibre la table :

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \quad [3] \quad / \quad F_{bu} = \frac{0.85 F_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$M_t = 1400 \times 400 \times 14.16 \times \left(810 - \frac{400}{2}\right) = 4837.05 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$M_t^{\max} = 337.05 \text{ KN.m} < M_{tu} = 4837.05 \text{ KN.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $B= 1.4$ m et de hauteur $h= 0.4$ m.

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \quad [3] \Rightarrow \mu = \frac{337.05 \times 10^6}{14.16 \times 400 \times 810^2} = 0.09$$

$$\mu = 0.09 < \mu_{lim} = 0.392$$

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

$$\mu = 0.094 < \mu_l = 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot A}$$

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

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$\mu = 0.09 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.11 \\ Z = 774.36 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [3]$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{337.05 \times 10^6}{348 \times 774.36} = 1205.75 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Donc : } A^u = 12.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad [3]$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 400 \times 810 \times \frac{2.1}{400} = 391.23 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 3.91 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A^u ; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max (12.05 ; 3.91)$$

Alors :

$$A_s = 12.05 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte : } 6T16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

✓ **Remarque :**

Vue la hauteur importante de la poutre ($h=0.9$ m), on doit ajouter des armatures de Peau disposées suivant la hauteur, on adopte : 4T12

➤ **Condition de non fragilité :** (BAEL 91)

$$A_{min} < A_{adopte} [3] \Rightarrow 12.05 < 12.06 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Armatures transversales :**

D'après le BAEL 91 :

$$\emptyset_t \leq \text{Min} (h/35 ; b/10 ; \emptyset_1) \text{ cm} \quad [3] \Rightarrow \emptyset_t = \text{Min} (90/35 ; 40/10 ; 1.6)$$

$$\text{On prend : } \emptyset_t = 8 \text{ mm}$$

➤ **L'espaceur : [3]**

$$S_t \leq L/10 = 17.80 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

b) En Appui :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} b_o d^2} [3] \Rightarrow \mu = \frac{536.06 \times 10^6}{14.16 \times 400 \times 810^2} = 0.1$$

$$\mu = 0.16 < \mu_{lim} = 0.392$$

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

$$\mu = 0.16 < \mu_l = 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot}$$

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

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\mu = 0.1 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.131 \\ Z = 767.55 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [3]$$

$$A^u = \frac{536.06 \times 10^6}{348 \times 767.55} = 2006.90 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Donc : } A^u = 20.06 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} [3]$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 400 \times 810 \times \frac{2.1}{400} = 391.23 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 3.91 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A^u ; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max (20.06 ; 3.91)$$

Alors :

$$A_s = 20.06 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte : } 6T16+3T20 = 21.48 \text{ cm}^2$$

✓ **Remarque :**

Vue la hauteur importante de la poutre ($h=1\text{m}$), on doit ajouter des armatures de Peau disposées suivant la hauteur, on adopte : 4T12

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{min} < A_{\text{adopte}} [3] \Rightarrow 3.91 < 21.48 \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

➤ **Armatures transversales :**

D'après le BAEL 91 :

$$\varnothing_t \leq \text{Min} (h/35 ; b/10 ; \varnothing_l) \text{ cm [3]} \Rightarrow \varnothing_t = \text{Min} (90/35 ; 40/10 ; 1.6)$$

On prend : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

➤ **L'espaceurment : [3]**

$$S_t \leq L/10 = 17.80 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

✓ **Vérification à L'ELS :**

a) En travée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \text{ [3]}$$

$$\gamma = \frac{337.05}{240.75} = 1.4$$

$$\alpha \leq \frac{1.4-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45$$

$$\alpha_{\text{Travée}} = 0.11$$

Alors : $0.11 \leq 0.45 \dots\dots\dots \text{cv}$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

a) En Appui :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \text{ [3]}$$

$$\gamma = \frac{536.06}{374.15} = 1.43$$

$$\alpha \leq \frac{1.43-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.465$$

$$\alpha_{\text{Appui}} = 0.131$$

Alors : $0.131 \leq 0.465 \dots\dots\dots \text{cv}$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

❖ **Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}$ [3] tel que :

$$\bar{\tau} = \text{min} (0.2f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) \dots\dots\dots \text{(Fissuration non préjudiciable)}$$

$$\bar{\tau} = \text{min} (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{529.24 \times 10^3}{400 \times 810} = 1.63 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 1.63 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ Vérification au poinçonnement :

Condition de non poinçonnement :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b [3]$$

Avec :

Q_u : charge maximal de à l'ELU

μ_c : périmètre du contour sur lequel agit la charge.

h : hauteur de la semelle filante Poteau

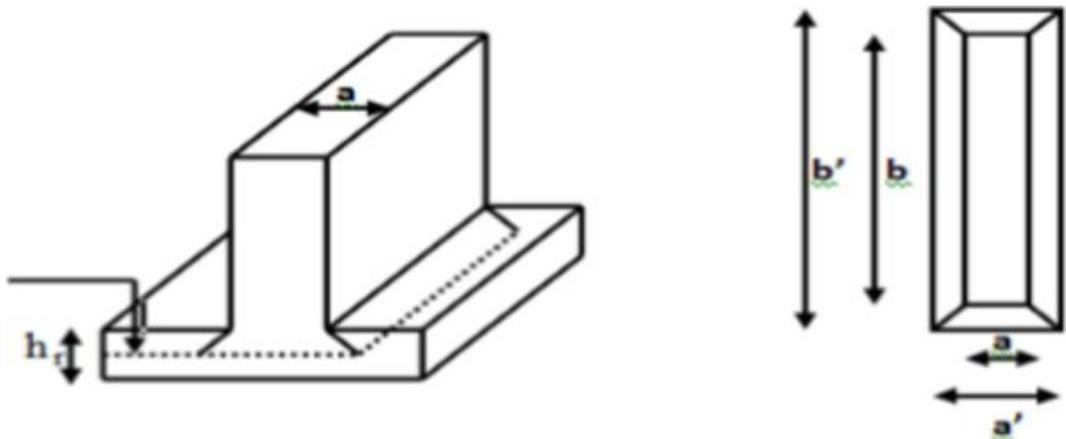


Figure VII.4 : La semelle filante.

$$N_{max} = 1028.99 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2(b' + a') \Rightarrow \begin{cases} b' = (b + h) \\ a' = (a + h) \end{cases}$$

$$\mu_c = 2(b+a+2h) = 2(1.40+0.4+ (2 \times 0.4)) = 5.2 \text{ m}$$

$$0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = (0.045 \times 5.2 \times 0.4 \times 25) / 1.5 = 1560 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1028.99 < 1560 \text{ KN} \dots\dots\dots cv$$

VII.3.3.3. Schéma de ferrailage :

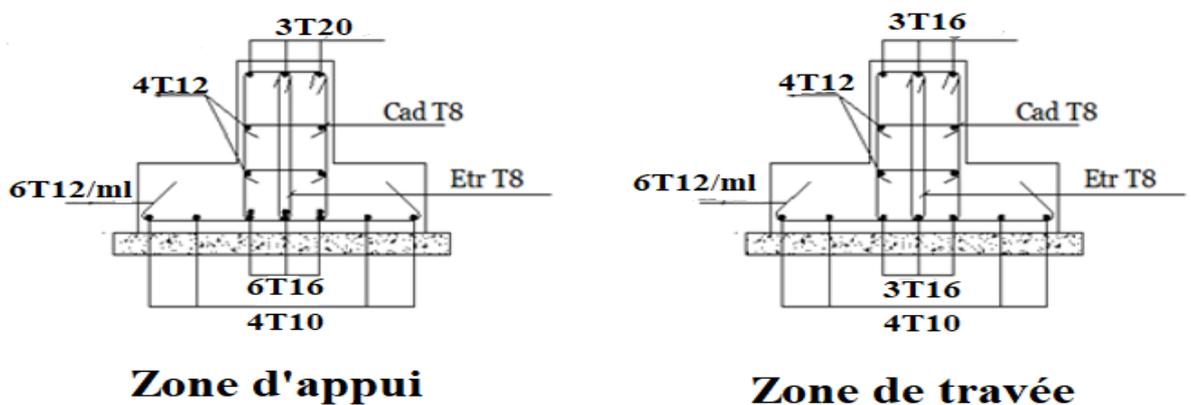


Figure VII.5 : Schéma de ferrailage de fondation.

VII.3.4. L'étude des longrines :

Les longrines ont pour rôle :

- Chainer les semelles entre elles.
- Rigidifier l'infrastructure.
- Empêcher le déplacement des semelles l'une par rapport à l'autre.

VII.3.4.1. Prédimensionnement : D'après le règlement RPA 2003 (art 10.1.1) les longrines auront des dimensions minimales :

- (25×30) cm².....sites de catégorie S₂, S₃
- (30×30) cm².....site de catégorie S₄[1]

Notre site c'est ferme S₃, Pour des raisons constructives nous adapterons une section de dimensions suivantes : (35×35) cm².

VII.3.4.2. Ferrailage de la longrine :

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A_{min} = 0.6\% \times b \times h \text{ [1]}$$

$$A_{min} = 0.006 \times 35 \times 35 = 7.35 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T14 (A_s=9.24 cm²)

➤ **Condition de non fragilité :** (BAEL 91)

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa [3]}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 350 \times 315 \times \frac{2.1}{400} = 133.12 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 1.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{adopte} \Rightarrow 1.33 < 9.24 \text{(cv).}$$

➤ **L'espacement « e »**

$$S_t \leq \min (0.9 \times h; 40 \text{ cm}) \text{ [3]} \Rightarrow S_t \leq \min (31.5; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 31.5 \text{ cm}$$

On prend : S_t = 15 cm

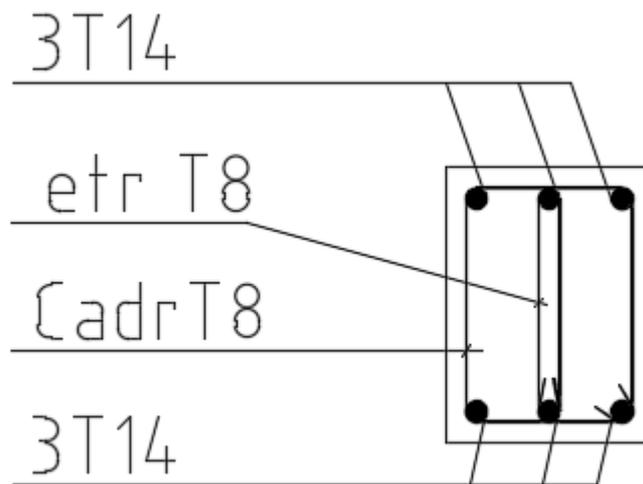
➤ **Armatures transversales :**

Calcul de la section minimale : CBA93 l'art (A.5.1.2.2)

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \leq 0.4 \text{ MPa [2]}$$

$$A_t \leq 0.4 \times b \times S_t / f_e \Rightarrow A_t \leq 0.52 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2T8 (A = 1.01 cm²)

VII.3.4.3. Schéma de ferrailage :**Figure VII.6 :** Schéma de ferrailage de La longrine.**VII.4. LE VOILE PERIPHERIQUE :****VII.4.1. Dimensionnement :**

Selon le RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- ✓ Epaisseur ≥ 15 cm.
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical)
- ✓ Un recouvrement de 40ϕ pour le renforcement des angles. [1]

On adopte une épaisseur $e = 16$ cm.

La hauteur du voile périphérique $h = 1.5$ m.

Longueur du panneau max $L = 4.85$ m.

VII.4.2. Détermination des sollicitations :

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles, un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté

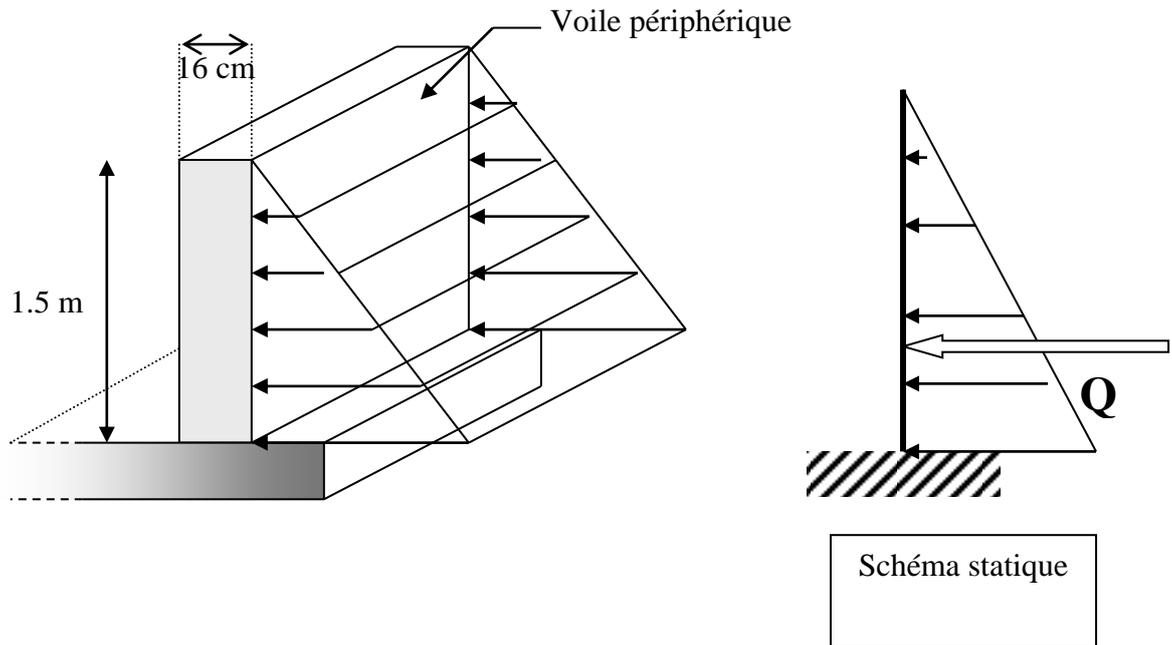


Figure VII.7 : la poussée des terres sur le voile périphérique.

Le moment fléchissant maximum est donné par la formule suivante :

$$M_{\max} = \frac{2 P_i h}{9\sqrt{3}}$$

$$Q = \frac{P_i h}{2}$$

Avec :

$$P_i = \gamma_d \times h \times k_0 \quad ; k_0 = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

K_0 : coefficient de poussée.

γ_d : poids spécifique du remblai ($\gamma_d = 18 \text{ KN/m}^2$)

φ : angle de frottement interne du remblai ($\varphi = 30^\circ$)

$$k_0 = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 0.33$$

$$P_i = 18 \times 1.5 \times 0.33 = 8.91 \text{ KN/m}$$

Donc :

$$Q = \frac{8.91 \times 1.5}{2} = 6.68 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = \frac{2 \times 6.68 \times 1.5}{9\sqrt{3}} = 1.28 \text{ KN.m}$$

VII.4.3. Calcul du ferrailage vertical :

Le ferrailage se fera en flexion simple avec fissuration nuisible (le calcul se fera à l'ELS).

$$M_{\text{ser}} = 1.28 \text{ KN.m.}$$

Le ferrailage sera fait pour une bande de section (100×16) cm².

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) = 266.66 \text{ MPa [3]}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28} [3] \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0.60 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

La position de l'axe neutre :

$$\bar{Z}_1 = d - \frac{\bar{Y}_1}{3} \text{ Avec : } \bar{Y}_1 = \frac{n \times d \times \bar{\sigma}_{bc}}{n \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} [3]$$

$$n = 15$$

$$\bar{Y}_1 = \frac{15 \times (0.9 \times 160) \times 15}{(15 \times 15) + 266.66} = 65.89 \text{ mm}$$

$$\bar{Z}_1 = 144 - \frac{65.89}{3} = 122.03 \text{ mm}$$

Moment de service limite :

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \times \bar{\sigma}_{bc} \times b \times y \times \bar{Z}_1 [3]$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \times 15 \times 1000 \times 65.89 \times 122.03 \Rightarrow \bar{M}_1 = 60.30 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} < \bar{M}_1 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

⇒ A' = 0 (La section est sans aciers comprimés)

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\bar{Z}_1 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{1.28 \times 10^6}{122.03 \times 266.66} = 39.33 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 0.39 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition exigée par le RPA99/version 2003 :**

Le RPA99/version 2003 préconise un pourcentage minimum de 0.1% de la section dans les deux sens et sera disposée en deux nappes. [1]

$$A_l = 0.1\% \times 100 \times 16 = 1.6 \text{ cm}^2 \text{ (sens longitudinal).}$$

$$A_t = 0.1\% \times 100 \times 16 = 1.6 \text{ cm}^2 \text{ (sens transversal).}$$

Choix des barres : 4T10 ⇒ A_s = 3.14 cm²

Avec S_t = 20 cm.

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa [3]}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 1000 \times 144 \times \frac{2.1}{400} = 173.88 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 1.73 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} \Rightarrow 1.73 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(\text{cv}).$$

VII.4.4. Calcul du ferrailage horizontal :

On prendra la portée maximum, soit $L = 4.85\text{m}$.

$$P_{\text{moy}} = (P_{\text{max}} + P_{\text{min}}) / 2$$

$$P_{\text{moy}} = (8.91 + 0) / 2 \Rightarrow P_{\text{moy}} = 4.45 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = P_{\text{moy}} \times L^2 / 8 \Rightarrow M_0 = 4.45 \times 1.5^2 / 8 \Rightarrow M_0 = 1.25 \text{ KN.m}$$

Moment en travée « M_t » :

$$M_t = 0.75 \times M_0 = 0.75 \times 1.25$$

$$M_t = 0.94 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis « M_a » :

$$M_g = M_d = 0.5 \times M_0 = 0.5 \times 1.25$$

$$M_a = 0.63 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification : [1]**

$$M_t + (M_g + M_d) / 2 \geq 1.25 \times M_0 \Rightarrow 0.94 + (0.63 + 0.63) / 2 \geq 1.25 \times 1.25$$

$1.57 \geq 1.56 \dots\dots\dots$ La condition est vérifiée.

a) En travée :

$$M_t = 0.94 \text{ KN.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 16 \text{ cm} ; d = 0.9 h = 14.4 \text{ cm} ; Z = 12.20 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{0.94 \times 10^6}{266.66 \times 122.03} = 28.88 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 0.28 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte : } 4\text{T}8 = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} < A_s \text{ [3]} \Rightarrow 1.73 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(\text{cv}).$$

b) sur appuis :

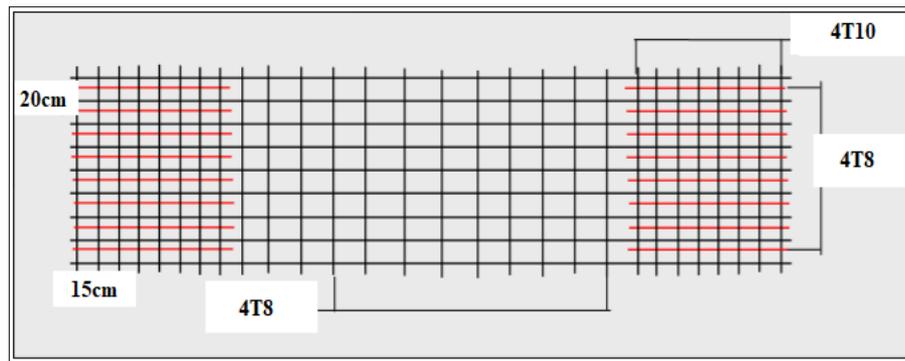
$$M_a = 0.63 \text{ KN.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 16 \text{ cm} ; d = 0.9 h = 14.4 \text{ cm} ; Z = 12.20 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{0.63 \times 10^6}{266.66 \times 122.03} = 19.36 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 0.19 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte : } 4\text{T}8 = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} < A_s \text{ [3]} \Rightarrow 1.73 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(\text{cv}).$$

VII.4.5. Schéma de Ferrailage :**Figure.VII.8 :** Schéma de ferrailage du voile périphérique.**VI.4. Conclusion :**

Pour la réalisation de notre construction, L'étude du sol est une étape nécessaire. Elle permet de connaître les caractéristiques du sol, et permet de bien choisir le type de fondation qu'il peut supporter et de ne prendre aucun risque dans notre construction

Pour notre bâtiment, et vue de la moyenne capacité portante du sol, et les charges peu élevées du bâtiment, nous choisirons un semelle filante croisée pour notre projet.

Conclusion générale

Dans ce projet nous avons effectué une étude détaillée d'un Bâtiment(R+6) en béton armé.

Nous avons mis en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation master, et nous avons approfondis nos connaissances en se basant sur les documents techniques et même en appliquons les règlements et certaines méthodes, nous avons aussi mis en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en portiques contreventée par voiles.

Pour notre projet, nous avons agi principalement sur deux plans :

- (Stabilité et résistance) le contreventement et la disposition des voiles ; nous avons constaté que la disposition des voiles est un facteur important pour assurer la stabilité et la sécurité des structures mais aussi pour reprendre une partie des sollicitations.
- (Économie) l'estimation des quantités du béton et d'aciers est obligatoire et le surdimensionnement est interdit

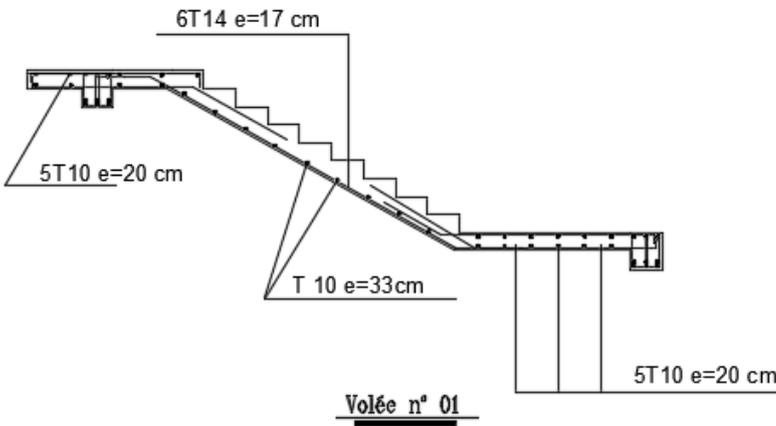
Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que les logiciels « ROBOT 2018 et autoCAD » lui mêmes.

LES REFERENCES

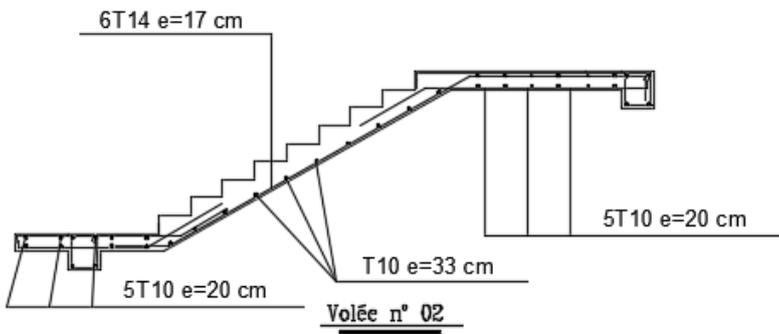
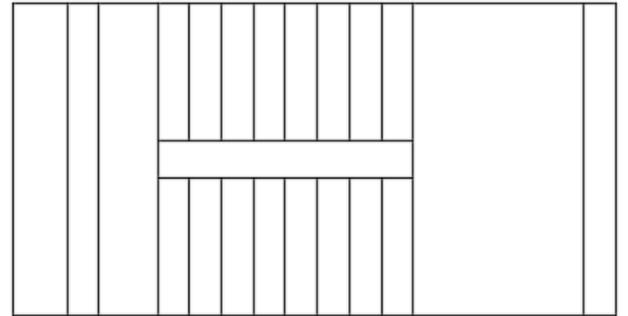
- [1]** Ministère de l'habitat et de l'urbanisme. Document technique réglementaire DTR B C2 48, Règle parasismique Algérienne RPA99 version 200 ,2003
- [2]** Ministère de l'habitat. Document technique réglementaire D.T. R. - B.C. 2-41, Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93.1993
- [3]** les Règles de calcul de Béton Armé aux Etats Limite. BAEL 91 modifié 99,2000
- [4]** Ministère de l'habitat et de l'urbanisme. Document technique réglementaire DTR B C 2.2, Charge permanentes et charges d'exploitation, CGS. 1988
- [5]** BOUKHEMACHA, HAMIDANE, Etude d'un bâtiment en R+5+sous usage d'habitation et commercial, master, Ecole Nationale Polytechnique ,2006
- [6]** FERROUDJI, GHELDANE, étude d'un bâtiment (R+5) a usage d'habitation,
- [7]** DJELFI, MAGHRANI, étude d'un bâtiment R+9 a usage d'habitation, master, universitaire Badjimokhetar-annaba, 2017 .

Annexe

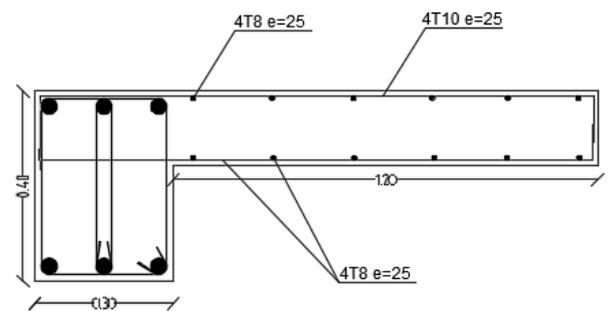
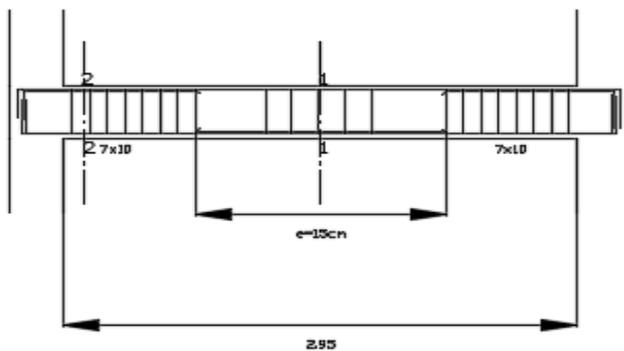
VUE EN PLAN DE L'ESCALIER



Ferrailage de l'escalier

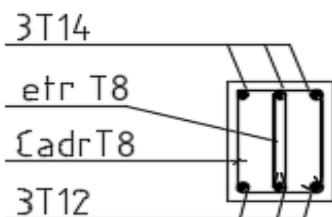


coff et ferrailage de la poutre palier

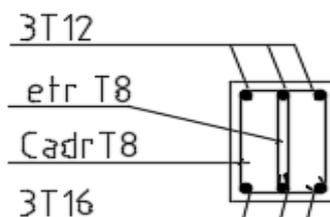


Ferrailage du balcon

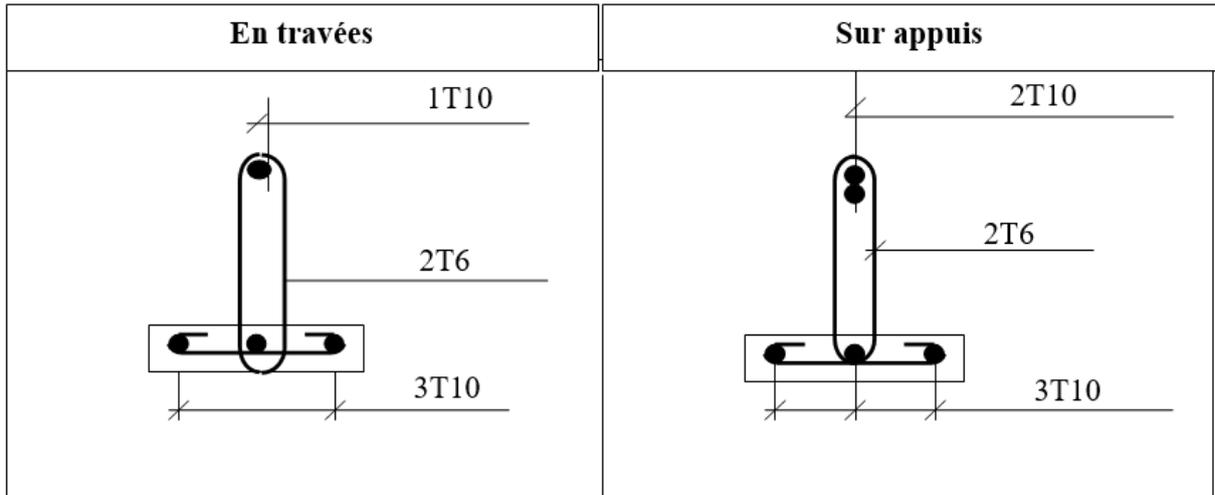
en appuis



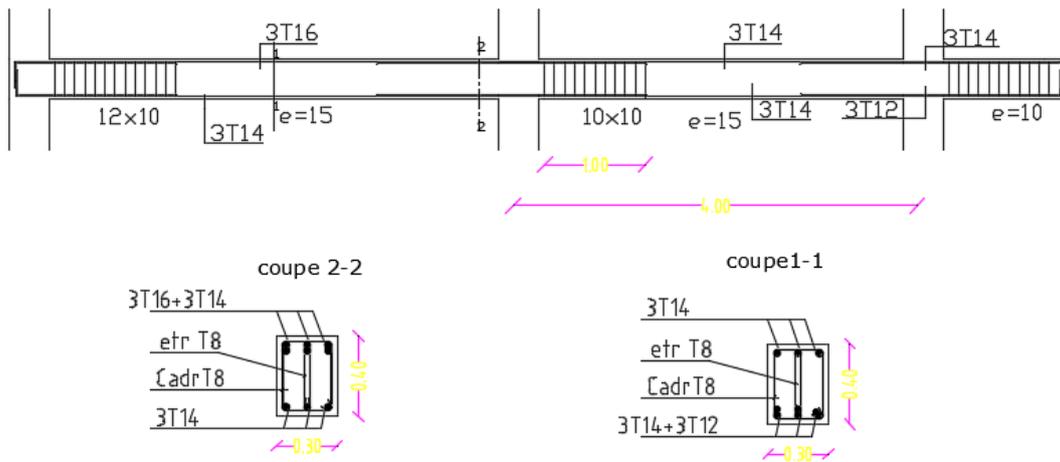
en travée



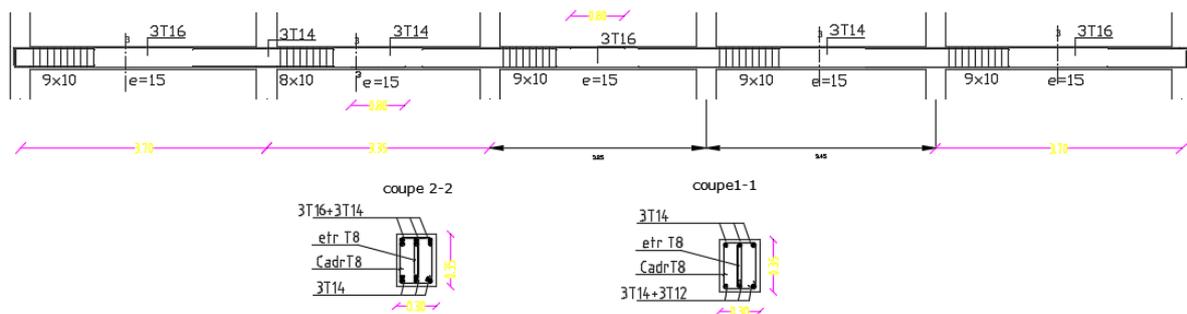
Ferraillage des nervures



coff et ferrailage des poutres transversales 30(x)40 niveaux
1.2.3.4.5.6.7



coff et ferrailage des poutres longitudinales 30(x)35 niveaux
1.2.3.4.5.6.7



coff et ferrailage des poutres longitudinales 30(x)35 niveaux
1.2.3.4.5.6.7

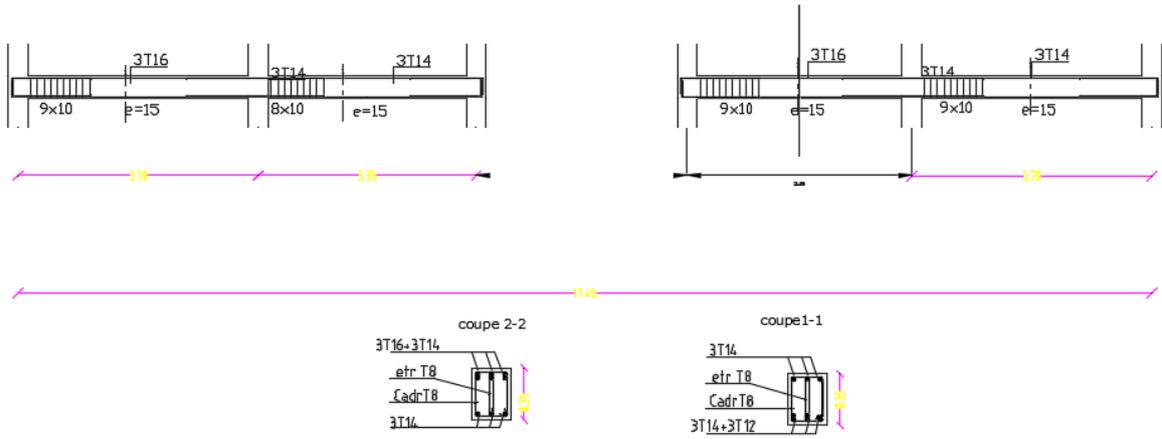
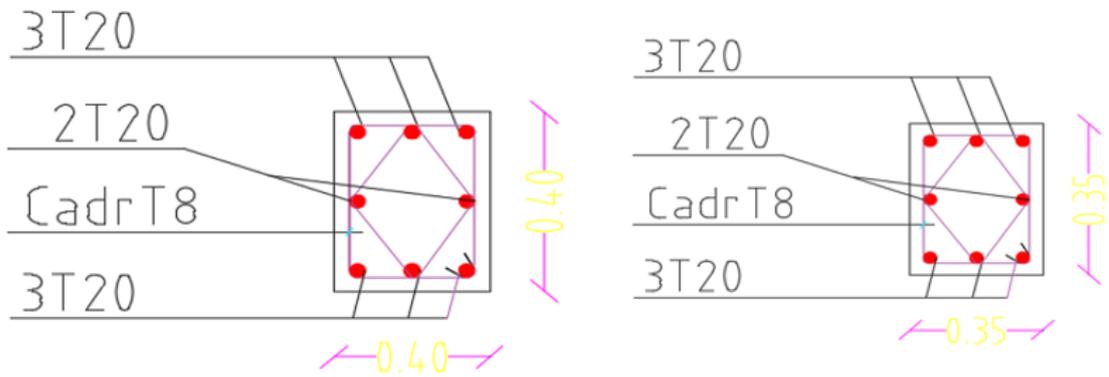


Schéma de ferrailage des poteaux



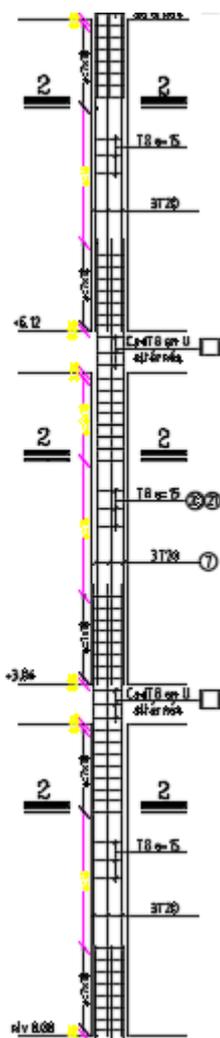


Schéma de ferrailage des poteaux RDC ,1^{er} et 2^{eme} étage.

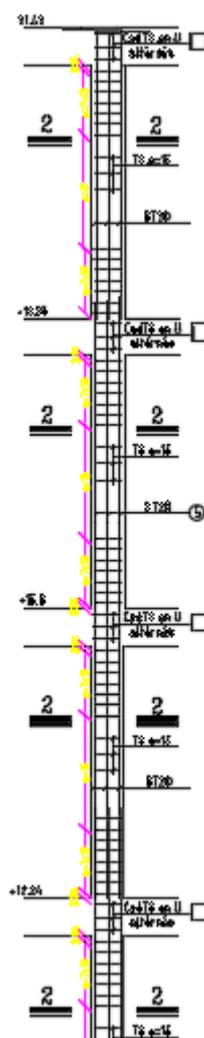
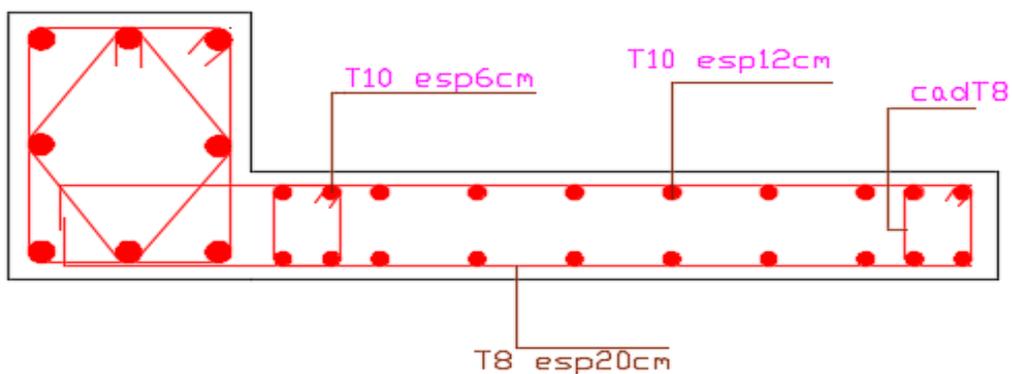
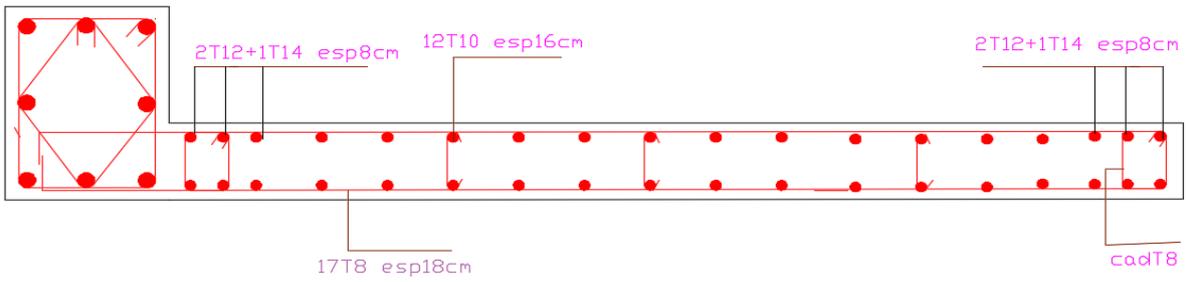


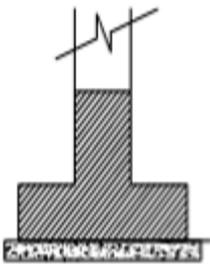
Schéma de ferrailage des 3^{eme},4^{eme},5^{eme} et 6^{eme}

FERRAILAGE DES VOILES

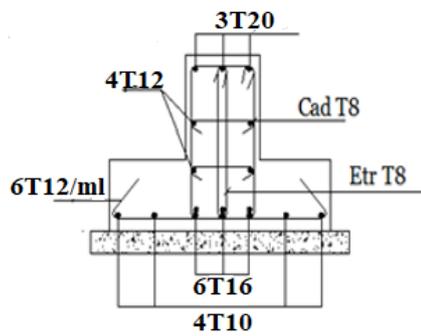




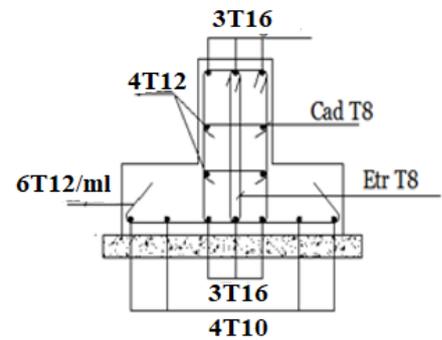
Ferrailage de la semelle



SEMELLES FILANTES



Zone d'appui



Zone de travée

Ferrailage de l'acrotère

