

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 génie civil et hydraulique



N°Ref :.....

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

Filière : GÉNIE CIVIL

Spécialité : Structure

**Etude d'un bâtiment à (R+8) usage multiple
en zone sismique II_A**

Réalisé par :

- CHAHDANE WISSAME

- BEN BGHILA AMEL

Soutenu devant le jury :

Mr. KITCHAH. FETHI

Président

Mr. GUETTICHE. Abdelheq

Examineur

Mr. RABHI .MOUSTAFA

Promoteur

Année universitaire : 2020/2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

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 : SALAH EDDINE, ALA EDDINE, IYADE, ma sœur AYA

Mon fiancé : AMMAR

Mon amie : khawla

A toute la famille CHAHDANE.

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

A tous ceux que je porte dans mon cœur.

« WISSAME ».

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

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

A tous mes frères

A toute la famille BEN BGHILA.

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

A tous ceux que je porte dans mon cœur.

« AMEL ».

Remerciement

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le tout puissant qui nous a
donné la

Force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière qu'on remercie
notre

Encadreur Mr M. RABHI pour son soutien, ses conseils judicieux et sa grande
Bienveillance durant l'élaboration de ce projet.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du génie civil de
L'université de Mila pour nous avoir transmis un bagage de qualité durant notre
formation.

Nos gratitudee à tous les membres du jury qui nous font l'honneur de juger ce
modeste travail.

Un grand merci à toute personne ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de
ce Projet.

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, |
| B_r | Section réduite |
| 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 (à E_{vj} 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 |
| N_u | Effort normal de calcul ultime |
| S_t | Espacement des armatures transversales, |
| T | Effort Tranchant, période |
| T₁,T₂ | période caractéristique, associé à la catégorie du site. |
| R | Coefficient de comportement global |
| 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 |
| f_{bu} | Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R |
| h | hauteur totale d'une section de béton armé |
| h_N | Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau |
| 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 |
| z | coordonnée d'altitude |
| W | pooids propre de la structure. |

En minuscules :

| | |
|--------------------|---|
| \emptyset | 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}, σ_{sc} | contrainte de traction, de compression dans l'acier, également |
| Notées σ_s, σ'_s | |
| φ | Angle de frottement, |
| $\overline{\sigma}_s$ | Contrainte de traction admissible de l'acier |
| $\overline{\sigma}_{bc}$ | Contrainte de compression admissible du béton |
| β | Coefficient de pondération |
| σ_{sol} | Contrainte du sol |

Sommaire

| | |
|---|----|
| introduction générale..... | 1 |
| CHAPITRE I : PRESENTATION DU POROJET | |
| I.1 Introduction..... | 2 |
| I.2 Présentation de l'ouvrage..... | 2 |
| I.2.1 Dimensions en plan..... | 3 |
| I.2.2 Dimensions en élévation..... | 4 |
| I.2.3 Système structural..... | 4 |
| I.3 Caractéristique du site d'assise..... | 4 |
| I.4 Les éléments de l'ouvrage..... | 4 |
| I.4.1 Planchers..... | 4 |
| I.4.2 Maçonnerie..... | 5 |
| I.4.3 Revêtement..... | 5 |
| I.4.4 Terrasse..... | 6 |
| I.4.5 Cage d'escalier..... | 6 |
| I.4.6 Ascenseur..... | 6 |
| I.4.7 Ossature contreventée..... | 6 |
| I.4.8 Isolation..... | 6 |
| I.4.9 Acrotère..... | 6 |
| I.4.10 Balcon..... | 6 |
| I.5 Les hypothèses de calcul..... | 7 |
| I.6 Caractéristique des matériaux..... | 7 |
| I.6.1.2 Les avantages du béton..... | 8 |
| I.6.1.3. Résistance du béton..... | 8 |
| I.6.2 L'acier..... | 11 |
| I.6.2.1 Contrainte limite de l'acier..... | 12 |
| I.7 Actions et sollicitations..... | 13 |
| I.7.1 Actions..... | 13 |
| I.7.2 Sollicitations..... | 14 |
| I.8 Conclusion..... | 14 |

CHAPITRE II: PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

| | |
|--|----|
| II.1 introduction..... | 15 |
| II.2 Pré dimensionnement des éléments non structuraux | 15 |
| II.2.1 les planchers | 15 |
| II .2.1.1 Plancher à corps creux..... | 15 |
| II.2.2 Dalle pleine | 17 |
| II.2.2.1 planchers dalle pleine..... | 17 |
| II.2.2.2 pré dimensionnement des balcons..... | 19 |
| II.2.3 pré dimensionnement les escaliers..... | 19 |
| II.3 Pré dimensionnement des éléments structuraux..... | 21 |
| II.3.1 Pré dimensionnement les voiles..... | 21 |
| II.3.2 Pré dimensionnement les poteaux..... | 22 |
| II.3.3 Pré dimensionnement les poutre..... | 22 |
| II.3.3.1 poutres principales | 23 |
| II.3.3.2 poutre secondaires | 23 |
| II.4 Évaluation des charges et surcharges..... | 23 |
| II.4.1. Les planchers | 24 |
| II.4.2 Balcon..... | 25 |
| II.4.3 Cloison extérieures..... | 25 |
| II.4.4 Escalier..... | 26 |
| II.4.5 Acrotère | 27 |
| II.5 Descente de charges..... | 27 |
| II.5.1 Loi de dégression..... | 28 |
| II.5.2 Vérification de la section de poteau | 31 |
| II.6 conclusion | 32 |

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

| | |
|---|----|
| III.1 introduction | 33 |
| III.2 acrotère..... | 33 |
| III.2.1 évaluation des charges et surcharge | 34 |
| III.3 les escaliers | 36 |
| III.3.1 définition des éléments d'un escalier | 37 |
| III.3.2 charge et surcharge..... | 38 |
| III.3.3 schéma statique..... | 38 |

| | |
|--|----|
| III.3.4 combinaison des charges | 38 |
| III.3.5 calcul des sollicitations | 39 |
| III.3.6 ferrailage | 43 |
| III.3.7 Vérification de l'effort tranchant | 46 |
| III.3.8 Vérification de l'état limite de compression | 46 |
| III.3.9Vérification de la flèche | 48 |
| III.3.10Etude de la poutre palière | 50 |
| III.3.11 Schéma de ferrailage..... | 53 |
| III.4 Plancher | 53 |
| III.4.1 définition | 53 |
| III.4.2 Plancher à corps creux | 54 |
| III.4.3 Etude des poutrelles | 54 |
| III.4.4La dalle mince (table de compression)..... | 54 |
| III.4.5 Evaluation des charges appliquées à chaque nervure | 55 |
| III.4.6Les combinaisons d'action | 55 |
| III.4.7Choix de la méthode de calcul | 56 |
| III.4.7.1Méthode forfaitaire..... | 56 |
| III.4.8Ferrailage des poutrelles | 64 |
| III.4.8.1. Les poutrelles dans la terrasse | 64 |
| III .9Plancher étage courant..... | 68 |
| III.5 Plancher en dalle pleine | 73 |
| III.5.1définition | 73 |
| III.5.2 évaluation des charges | 73 |
| III.5.3 Calcul des moments | 74 |
| III.5.4 Ferrailage de la dalle..... | 74 |
| III.5.5 vérification à L'ELS | 75 |
| III.6 Balcon | 77 |
| III.6.1 Evaluation des charges | 77 |
| III.6.2Calcul des sollicitations..... | 78 |
| III.6.3Ferrailage..... | 78 |
| III.6.4Vérification au cisaillement | 79 |
| III.6.5 Vérification à l'ELS | 79 |
| III.6.6Vérification de la flèche..... | 80 |
| III.6.7 Schéma de ferrailage | 80 |

| | |
|---|----|
| III.7 L'ascenseur | 81 |
| III.7.1 Redimensionnement | 81 |
| III.7.2. Détermination des charges et surcharges..... | 81 |
| III.7.3. Combinaison des charges..... | 81 |
| III.7.4. Calcul des efforts..... | 81 |
| III.7.5. Ferrailage de la dalle..... | 82 |
| III.7.6. vérification | 83 |
| III.8 Conclusion..... | 86 |

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

| | |
|--|-----|
| IV.1.Introduction | 87 |
| IV.2 Objectif de l'étude..... | 87 |
| IV.3. Méthode de calcul..... | 87 |
| IV.3.1. Méthode statique équivalente : (article 4.2 du RPA99/2003) | 87 |
| VI.4 Modélisation et résultats | 93 |
| IV.4.1 Les modes de vibrations..... | 95 |
| IV.4.2 L'excentricité accidentelle..... | 96 |
| IV.4.3 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003..... | 97 |
| IV.4.3.1 vérification de l'effort tranchant a la base..... | 97 |
| VI.5 vérification des déplacements latéraux inter étages..... | 97 |
| VI.6Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ | 98 |
| VI.7vérification de l'effort normal réduite..... | 100 |
| IV.8 Conclusion..... | 101 |

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

| | |
|---|-----|
| V.1Introduction..... | 102 |
| V.1.1 Hypothèses..... | 102 |
| V.2Étude des poteaux | 102 |
| V.2.1Introduction..... | 102 |
| V.2.2 Les recommandations du RPA 99/2003..... | 103 |
| V.2.2 Sollicitations dans les poteaux..... | 105 |
| V.2.3 Ferrailages des poteaux..... | 105 |
| V.3 Étude des poutres | 112 |
| V.3.1 Introduction..... | 112 |

| | |
|---|-----|
| V.3.2 Rôle des poutres en béton armé..... | 113 |
| V.3.3 Les combinaisons d'action..... | 113 |
| V.3.4 Ferrailage des poutres..... | 113 |
| V.3.4.1 Ferrailage longitudinal..... | 113 |
| V.3.4.2 Les armatures transversales..... | 113 |
| V.3.5 Calcul de ferrailage..... | 114 |
| V.4 Les voiles | 122 |
| V.4.1 Recommandations du RPA99/2003..... | 123 |
| V.4.2 Sollicitations de calcul..... | 125 |
| V.5 Conclusion | 133 |

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

| | |
|---|-----|
| VI.1.Introduction | 134 |
| VI.2.Choix et type de fondations | 134 |
| VI.2.1. Radier général..... | 136 |
| VI.2.1.1. Pré dimensionnement du radier | 136 |
| VI.2.1.2.Les vérification | 138 |
| VI.2.1.3 Ferrailage du radier | 141 |
| VI.2.1.4. Ferrailage des nervures..... | 146 |
| VI.4 Conclusion | 150 |
| Conclusion générale..... | 152 |

LES REFERENCES

Annexe

Liste des tableaux

CHAPITRE I : PRESENTATION DU POROJET

| | |
|---|----|
| Tableau I.1 : composantes de béton..... | 7 |
| Tableau I.2 : nuances d'acier..... | 11 |
| Tableau I.3 : Valeurs de la limites d'élasticité garantie Fe | 11 |

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

| | |
|--|----|
| Tableau II.1 : Section des poteaux préalables..... | 22 |
| Tableaux II.2 : charges permanentes d'un plancher étage terrasse en corps creux..... | 24 |
| Tableau II.3 : charges permanentes et d'exploitation d'étage courant à corps creux... | 24 |
| Tableau II.4 : charges permanentes et d'exploitation de la dalle pleine..... | 25 |
| Tableaux II.5 : les charges permanentes et d'exploitations d'un balcon..... | 25 |
| Tableaux II.6 : les charges permanentes et d'exploitations d'une cloison..... | 26 |
| Tableaux II.7 : Charge permanente et d'exploitation de la pailasse (étage courant) | 26 |
| Tableau.II.8 : Charge permanente et d'exploitation de la pailasse (RDC)..... | 26 |
| Tableaux II.9 : Charges permanentes et d'exploitation d'un palier..... | 29 |
| Tableaux II.10 :charges permanentes et d'exploitation d'un acrotère..... | 27 |
| Tableaux II.11 :Les différentes sections de poteau..... | 29 |
| Tableaux II.12 : La descente de charge de poteau | 29 |
| Tableau II.13 : Résultats des vérifications au flambement..... | 32 |

CHAPITRE III : CALCUL LES ELEMENT SECONDAIRE

| | |
|--|----|
| Tableau III.1 : calcul de la combinaison des charges..... | 38 |
| Tableau III.2 : calculs des sollicitations du escalier..... | 42 |
| Tableau III.3 : ferrailage de l'escalier | 46 |
| Tableau III.4 : vérification à L'ELS des escaliers..... | 47 |
| Tableau III.5 : tableau récapitulatif de ferrailage de la poutre palière..... | 51 |
| Tableau III.6 : vérification des contraintes à L' ELS..... | 52 |
| Tableau.III.7 : Les combinaisons d'action..... | 56 |
| Tableau III.8 : Tableau récapitulatif des résultats..... | 67 |
| Tableau.III.9 : Vérification des contraintes à l'ELS..... | 68 |
| Tableau. III.10 : Tableau récapitulatif des résultats..... | 71 |
| Tableau III.11 : ferrailage de la dalle pleine | 74 |
| Tableau III .12 : récapitulatif des résultats..... | 78 |

| | |
|--|----|
| Tableau III.13 : tableau récapitulatif des résultants de ferrailage..... | 82 |
| Tableau.III.14 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens..... | 84 |

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

| | |
|---|-----|
| Tableau IV.1 : Coefficient d'Accélération de Zone « A »..... | 89 |
| Tableau IV.2 : valeur du coefficient d'amortissement suivant le système structurel | 90 |
| TableauIV.3 : valeurs des pénalités p_q | 92 |
| TableauIV.4 : valeurs du coefficient de pondération..... | 93 |
| TableauIV.5 : vérification de l'effort tranchant à la base..... | 98 |
| TableauIV.6 :Vérification des déplacements inter étages du bloc (modèle initial) | 99 |
| TableauIV.7 : vérification de l'effet P- Δ selon sens X-X..... | 100 |
| TableauIV.8 : vérification de l'effet P- Δ selon sens Y-Y..... | 100 |
| TableauIV.9 : vérification de l'effort normal réduite des poteaux..... | 102 |

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

| | |
|---|-----|
| Tableau V.1 : Caractéristiques mécanique des matériaux..... | 103 |
| Tableau.V.2 : Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA pour les poteaux..... | 105 |
| Tableau V.3 : Sollicitations dans les poteaux..... | 106 |
| Tableau.V.4 : Sections des armatures longitudinales..... | 108 |
| Tableau.V.5 : Sections des armatures longitudinales adoptées..... | 108 |
| Tableau.V.6 : Sections des armatures transversales..... | 110 |
| Tableau V.7 : Vérification des contraintes de cisaillement..... | 111 |
| Tableau V.8 : Sollicitations de la poutre principale..... | 114 |
| Tableau V.9 : Ferrailage des poutres principales..... | 115 |
| Tableau V.10 : Vérification a l'ELS de la poutre principale..... | 118 |
| Tableau V.11 : Sollicitations de la poutre Secondaire..... | 118 |
| Tableau V.12 : Ferrailage des poutres secondaires..... | 118 |
| Tableau V.13 : Vérification a l'ELS de la poutre Secondaire..... | 121 |
| Tableau V.14 : Sollicitations des voiles dans les deux sens..... | 125 |
| Tableau V.15 : Sollicitations et ferrailage des voiles dans le deux sens($e=20\text{cm}$) ... | 129 |
| Tableau V.16 : Sollicitations des voiles | 131 |
| Tableau V.17 : Sollicitations et ferrailage des voiles($e=15\text{cm}$)..... | 132 |

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

| | |
|--|-----|
| Tableau VI.1 : Vérification du renversement - non soulèvement..... .. | 140 |
| Tableau VI.2. Ferrailage de la dalle du radier pour les autres panneaux..... | 144 |
| Tableau VI.3. Vérification des contraintes après modification des sections d'aciers... | 145 |
| Tableau VI.4 : Formule utilisé pour la transformation des charges..... | 146 |
| Tableau VI.5 : Regroupement des sollicitations maximales les nervures plus sollicités..... | 148 |

Liste des figures

CHAPITRE I : PRESENTATION DU POROJET

| | |
|--|-----------|
| Figure I.1 : Situation géographique de notre ouvrage..... | 2 |
| Figure I.2 : Vue en plan du réez de chaussée..... | 3 |
| Figure I.3 : Vue en plan des autres étages..... | 3 |
| Figure I.4 : Vue en plan de terrasse..... | 4 |
| Figure I.5 : Plancher corps creux..... | 5 |
| Figure I.6 : dalle pleine..... | 5 |
| Figure I.7 : Diagramme contraintes- déformations du béton à ELU | 10 |
| Figure.I.8 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS..... | 11 |
| Figure. I.9 : Diagramme contraintes déformation de l'acier..... | 12 |

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

| | |
|--|-----------|
| Figure II.1 : Plancher à corps creux..... | 15 |
| Figure II .2 : coupe verticale à corps creux..... | 16 |
| 17 | |
| Figure II.4 : dimonsions de la section en T..... | 17 |
| Figure II.5 : représente le schéma d'un escalier..... | 19 |
| Figure II.6 : Coupe en élévation d'escalier..... | 20 |
| Fiugre II.7 : Coupe escalier..... | 20 |
| Fiugre II.8 :coupe de voileen évaluation..... | 21 |
| Figure.II.9 : Hauteur libre d'étage..... | 21 |
| FigureII.10 : Plancher à corps creux de terrasse..... | 24 |
| Figure II.11 : plancher à corps creux étage..... | 24 |
| Figure II.12 :coupe verticale du plancher courent à dalle pleine et balcon..... | 25 |
| Figure II.13 :schéma de l'acrotère | 27 |

CHAPITRE III : CALCUL LES ELEMENT SECONDAIRE

| | |
|---|----|
| Figure III.1 : schéma réel et statique de l'acrotère..... | 33 |
| Figure III.2 : schéma de ferrailage d'un acrotère..... | 34 |
| Figure III.3 : différents éléments d'un escalier..... | 37 |
| Figure III.4 : coup d'un escalier de 3 volées..... | 38 |
| Figure III.5 : vue en plan (escalier)..... | 38 |
| Figure III.6 : diagramme des moments et des efforts tranchants..... | 43 |
| Figure III.7 : schéma de ferrailage global..... | 53 |
| Figure III.8 : Schéma d'une poutrelle..... | 54 |
| Figure III.9 : Ferrailage de la table de compression..... | 55 |
| Figure.III.10 : Evaluation des moments et efforts tranchants type 01..... | 60 |
| Figure III.11.: Evaluation des moments et efforts tranchants type 02..... | 62 |
| Figure III.12 : schéma ferrailage de poutrelle..... | 73 |
| Figure III.13 : vue en panneau le plus sollicité..... | 73 |
| Figure III.14 : schéma ferrailage de la dalle pleine..... | 77 |
| Figure III.15 : ferrailage de balcon | 80 |
| Figure III.16 : vue en plan de dalle machine | 81 |
| Figure III.17 : disposition constructive des armatures de l'ascenseur..... | 85 |

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

| | |
|--|----|
| Figure IV.1 : Vue en 3D de la modélisation de la structure avec le logiciel Robot | 94 |
| Figure IV.2 : mode 1 de déformation (translation suivant l'axe X-X)..... | 95 |
| FigureIV.3 : mode 2 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y)..... | 95 |
| Figure IV.4 : mode 3 de déformation (rotation l'axe Z-Z)..... | 96 |

CHAPITRE V : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS

| | |
|--|-----|
| Figure V.1: la zone nodale | 105 |
| Figure V.2 : Schéma ferrailage des poteaux..... | 112 |
| Figure V.3 : Schéma ferrailage des poutres principales..... | 122 |
| Figure V.4: Schéma ferrailage des poutres secondaire..... | 122 |
| Figure V.5 : Schéma de contraintes..... | 128 |
| Figure V.6: Schéma ferrailage des voiles e=20cm..... | 131 |
| Figure V.6: Schéma ferrailage des voiles e=15cm..... | 133 |

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

| | |
|---|-----|
| Figure VI.1 : Semelle isolée..... | 135 |
| Figure VI.2 : Semelle filante..... | 135 |
| Figure VI.3 : Dimensions du radier générale..... | 135 |
| Figure.VI.4 : Schéma du poinçonnement..... | 140 |
| Figure VI.5 : position du panneau plus sollicité..... | 141 |
| Figure VI.6 : Schéma statique | 146 |
| Figure VI.7 : Les sollicitations « G ;Q »..... | 147 |
| Figure VI.8 : Les sollicitations ELU..... | 147 |
| Figure VI.9 : Les sollicitations ELS..... | 147 |
| Figure VI.10 : schéma ferrailage du radier et nervure..... | 150 |

ملخص :

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية متعددة الاستعمالات تتألف من طابق ارض + 8 طوابق بولاية ميلة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل باستخدام قواعد للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99V2003, BAEL91 modifié99) تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء وهم

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

الجزء الثاني: يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية للبنائية.

الجزء الثالث: تتضمن الدراسة الديناميكية للبنائية بواسطة الحاسوب.

الجزء الرابع و الأخير: تشمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبنائية (الأعمدة، الروافد الجدران المسلحة و الأساسات) **الكلمات المفتاحية:** RPA99 modifié 2003 ; BAEL91 modifié 99 ; ROBOT; الخرسانة المسلحة, العمارة

Abstract:

This Project presents a detailed study of a building multiple used consists a ground floor addition (08) floors, located in the wilaya of MILA. This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003.

Using the rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts:

The first start with devoled to à general description of project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load.

The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, acroterion, balcony, elevator, solid slab).

The dynamic study of the structure was realised by the ROBOT software witch allwed to obtain different various stresses due to loads (dead loads, live loads and seismic loading).

At the end, the reinforcement of structural elements (columns, beams, reinforced walls, and fondation raft) will be calculated in the last part.

Key words: RPA 99 modified 2003; BAEL 91 modified 99; ROBOT; Reinforced concrete; Building.

Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple constitué d'un rez-de-chaussée plus (08) étages, implanté à la wilaya de MILA. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les règlements de calcul et de vérifications du béton armé (RPA99V2003 et BAEL91 modifié 99), cette étude se compose de quatre parties :

La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif d'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, ascenseur, et dalle pleine).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel **ROBOT** afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sera calculé dans la dernière partie.

Mots clés : RPA99 modifié 2003 ; BAEL91 modifié 99 ; ROBOT ; Béton armé ; Bâtiment

Introduction Générale

Introduction :

Le Génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié 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 les quels 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.

Concernant notre travail nous avons pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation d'ingénieur, le travail est subdivisés en huit Chapitres, le premier contient une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des Matériaux. Dans le second chapitre nous avons fait un pré dimensionnement des éléments Structuraux de notre bâtiment. Ensuite dans le troisième chapitre nous avons présenté le calcul des éléments secondaires. Après cela nous avons fait une étude dynamique et sismique. En ce qui concerne le sixième chapitre nous avons exposé le ferrailage des éléments résistants. Dans les deux derniers chapitres nous avons une étude du sol et des fondations. Nous terminons notre travail par une conclusion générale qui regroupe l'ensemble des remarques et des constatations.

Chapitre I

Présentation du projet et *Caractéristiques des* *Matériaux*

I.1 Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de présenter le bâtiment étudié, concernant le type de structure, les éléments structurant, la géométrie et les propriétés des matériaux.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage étudié est un bâtiment constitué d'un Réez-De- Chaussée (RDC) plus huit étages à usage multiple ; le RDC est à usage commercial et les autres étages sont à usage d'habitation. Le bâtiment est implanté à la wilaya de **MILA** qui est classée comme une région de moyenne sismicité ($ZONEII_d$) selon le règlement parasismique algérien **RPA 99 version 2003**.



Figure I.1 : Situation géographique de notre ouvrage

La stabilité de cet ouvrage est assurée par un système de contreventement constitué de portiques et voiles. Notre étude est conforme aux exigences

Des règlements à savoir :

Le règlement technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivantes la méthode des états limite« **BAEL 91 révisées en 99**».

Le règlement de conception et de calcul des structures en béton armée «**CBA 93**».

Le règlement parasismique « **RPA 99 version 2003**».

I.2.1 Dimensions en plan :

Le bâtiment a une forme rectangulaire (figure I.2 ; figure I.3) avec :

- Largeur totale en plan 18,61m.
- Longueur totale en plan32, 20m.

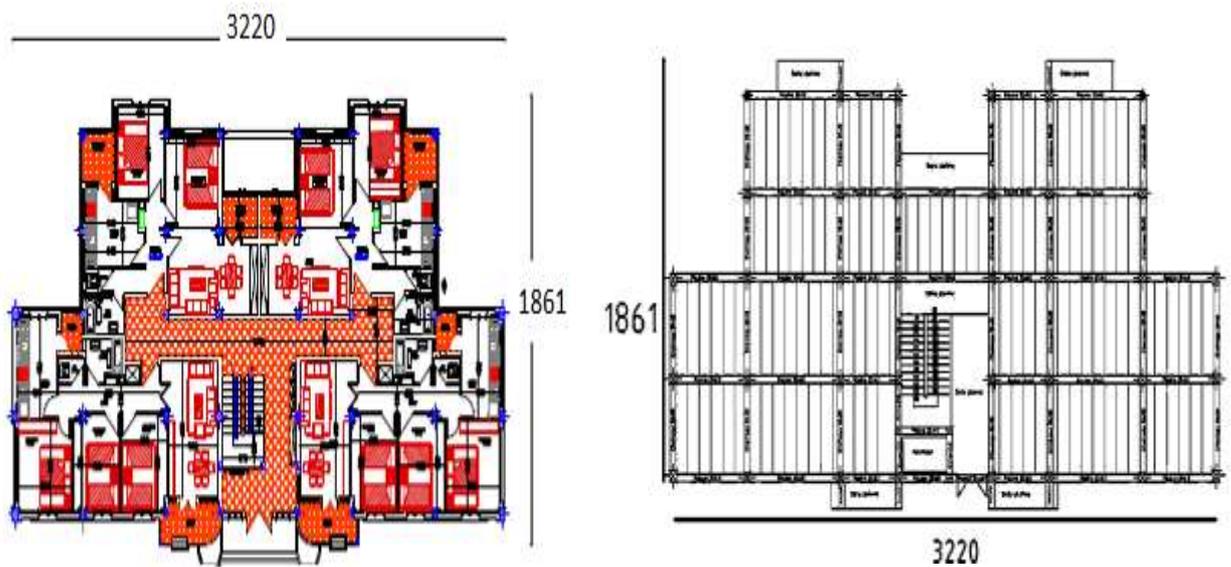


Figure I.2 : Vue en plan du réez de chaussée.



Figure I.3 : Vue en plan de l'étage courant

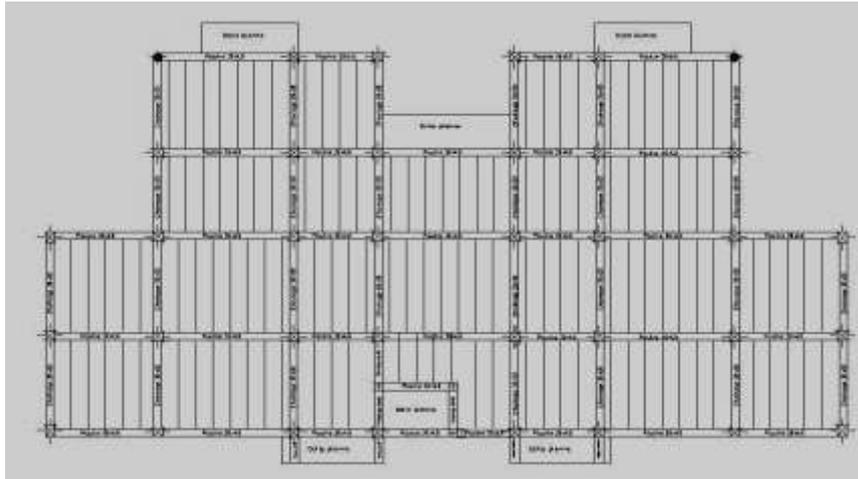


Figure I.4: Vue en plan de terrasse

I.2.2 Dimensions en élévation :

En élévation le bâtiment a une hauteur totale 28,56m avec :

- Hauteur d'étageh=3,06m.
- Hauteur de l' RDC..... h= 4,08m.

I.2.3 Système structural :

Le bâtiment est constitué par des portiques auto stables en béton armé et des voiles suivant les deux sens. Le système de contreventement du bâtiment est donc un système de contreventement mixte en béton armé (portique-voile).

I.3 Caractéristique du site d'assise :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme :

Une zone de sismicité moyenne (zoneII_a).

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.

Le site est considéré comme meuble (Site 3).

Contrainte admissible du $\bar{\sigma}_{sol} = 1.5$ bars.

I.4 Les éléments de l'ouvrage :

I.4.1Planchers.:

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

- **Plancher corps creux** :(16+4cm) pour le RDC et les étages courant.

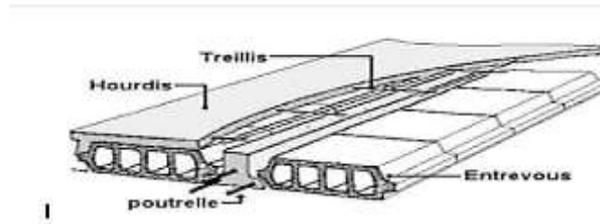


Figure I.5 : Plancher corps creux

- **Dalle pleine :** pour les balcons.

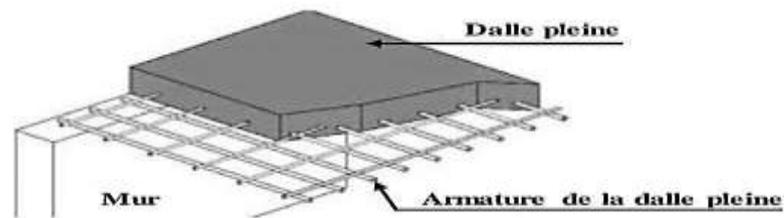


Figure I.6: dalle pleine

I.4.2 Maçonnerie :

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

a. Murs extérieurs : ils sont constitués en deux rangées

Brique creuse de 15 cm d'épaisseur .

L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

b. Murs intérieurs (cloisons de répartition) : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

c. Murs de séparation : Les murs de séparation entre logement sont réalisées briques creuses de 10cm.

I.4.3 Revêtement :

Le revêtement de bâtiment est constitué par:

- Enduit éciment et en plâtre pour les murs et les plafonds respectivement.
- Revêtement en carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Revêtement par étanchéité multicouche pour les planchers terrasses :
 - Protection gravillon.
 - Etanchéité multicouche.
 - Forme de pente.

- Polystyrène.
- Enduit en plâtre.

I.4.4 Terrasse:

La terrasse est inaccessible sauf pour entretien avec un acrotère périphérique en béton armé de 60 cm de hauteur.

I.4.5 Cage d'escalier :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier réalisé en béton armé coulé sur place .

On distingue dans notre projet deux types d'escaliers :

- Un escalier à deux volées droites et un palier intermédiaire pour : les étages courants
- Un escalier à trois volées avec deux paliers de repos pour l' RDC.

I.4.6 Ascenseur:

C'est un appareil automatique élévateur installé ,comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès personnes et de matériels aux différents niveaux du bâtiment. Dans notre restructuration on utilise un ascenseur pour 4 personnes.

I.4.7 Ossature contreventée:

Le bâtiment est constitué par des portiques et des voiles de contreventement en béton armé suivant les deux sens ; donc d'après l'RPA 99 version 2003, le système de contreventement du bâtiment est un système de (contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques).

I.4.8 Isolation :

- L'isolation acoustique : est assurée par le vide de corps creux et la masse du Plancher.
- Au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois.

I.4.9 Acrotère :

Au niveau de la terrasse (inaccessible), le bâtiment est entouré d'un acrotère réalisé en béton armé (de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur), elle a un rôle de protéger les murs extérieurs du débordement des eaux pluviales.

I.4.10 Balcon :

Par définition le balcon est une saillie pratiqué sur la façade d'un bâtiment.

I.5 Les hypothèses de calcul :

Tous les calculs et toutes les vérifications doivent se baser sur la notion des états limites.

On distingue deux types d'états limites:

a. Les états limites ultimes (E.L.U)

Il correspond à la limite :

- De l'équilibre statique.
- De la résistance de l'un des matériaux (béton et l'acier).
- la stabilité de forme (flambement).

b. Les états limites de services (E.L.S)

Il correspond à la limite :

- Décompression de béton.
- D'ouverture des fissures.
- Des déformations.

Les formules des états limites sont:

- L'état limite ultime (E.L.U) = $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
- L'état limite service (E.L.S) = $G + Q$

Avec :

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

I.6 Caractéristique des matériaux:

Le béton armé se compose de béton et des armatures, le béton représente une bonne résistance à la compression et une faible résistance à la traction, l'acier offre une bonne résistance de traction, de l'association de ces deux matériaux, il en résulte un matériau composite dans lequel chacun répond au mieux aux sollicitations auxquelles il est soumis.

I.6.1 Béton :

Le béton est un mélange d'agrégats (gravillons, sable), de liants (ciment), d'eau et éventuellement de produits d'addition (les adjuvants). Dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement dosé à 350 Kg/m³.

Tableau I.1 : composantes de béton

| Composantes | Graviers 15/25 | Sable 0/5 | Ciment | Eau |
|-------------|----------------|-----------|--------|------|
| Volume | 800L | 400L | 7sacs | 175L |
| Poids (kg) | 1200 | 600 | 350 | 175 |

I.6.1.2 Les avantages du béton :

Le béton armé a plusieurs avantages tel que :

- a. **Économie** : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des Efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction .
- b. **Souplesse des formes** : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans les coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes: .

I.6.1.3. Résistance du béton :**1. Résistance à la compression :(BAEL 91 Art A.2.1.1 1)[1] :**

Le béton est défini par sa contrainte déterminée à 28 jours d'âge ,d'après des essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur. Elle est notée f_{c28} .

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{Mpa}$:

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{Mpa}$:

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

Pour notre étude on prend $f_{c28} = 25\text{MPa}$

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

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours notée f_{tj} est plus faible que la résistance à la compression et elle est conventionnellement défini par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa.}$$

$$f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60\text{MPa.}$$

Pour notre cas : $f_{c28} = 25\text{MPa} \rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$

3. Module de déformation longitudinale du béton : (Art A-2.1. 21BAEL 91) [1] :**a. Module de déformation longitudinale instantané :**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton de j jours est égal:

$$E_{Vj} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$$

i : instantané ; **j** : jour

Pour notre cas : $f_{c28} = 25$ MPA

$$E_{V28} = 32164.19 \text{ MPA}$$

b. Module de déformation longitudinale différé :

Le module de déformation longitudinale différée du béton " E_{vj} " à "j" jours du au fluage et le retrait est donnée par la formule:

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPA)}$$

Pour notre cas : $f_{c28} = 25$ MPA

$$E_{v28} = 10818,87 \text{ MPA}$$

c. Coefficient de poisson:(Art A-2.1.3 BAEL 91)[1] :

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension par longitudinale.

Dans Δl le calcule, le coefficient de poisson est pris égal à :

$$\nu = \frac{(\Delta a/a)}{(\Delta l/L)}$$

Avec :

Δa : Déformation relative transversale .

Δl : Déformation relative longitudinale.

D'après le C.B.A.93, il est pris égale à :

$\nu = 0$ dans le calcul des sollicitations à l'ELU (béton fissuré).

$\nu = 0,2$ dans le calcul des déformations à l'ELS.

d. Contraintes limites du béton CBA 93 (Art A.4.3) :

En limitant les contraintes à (résistance de compression ultime), et en tenant Compte des coefficients de sécurité sur les matériaux, on a:

- **Etat limite ultime(ELU) :(Art A-4. 3.4 BAEL 91)[1] :**

Le diagramme contrainte-déformation du béton utilisé dans ce cas est le diagramme de calcul dit : « parabole-rectangle » Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'actions ponton retient les plus défavorables.

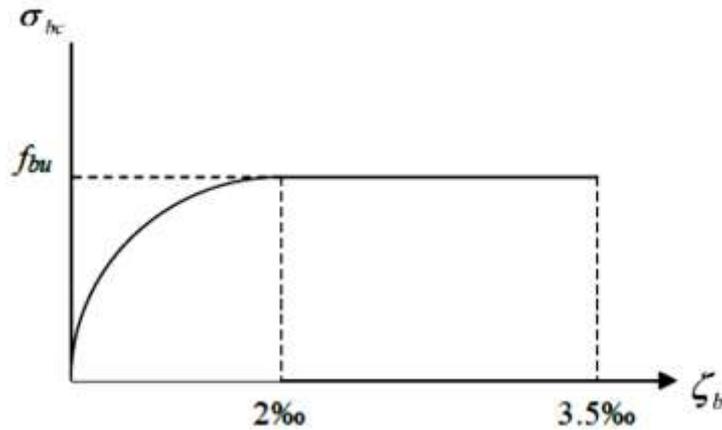


Figure I.7 : Diagramme contraintes- déformations du béton à ELU

f_{bc} = Contrainte ultime du béton en compression Pour $2‰ \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5‰$

ε_{bc} : Déformation du béton en compression .

γ_b : Coefficients de sécurité : ($\gamma_b = 1,5$ cas général) et ($\gamma_b = 1,15$ cas accidentel).

$\theta = 1$ lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions est > 24 h.

$\theta = 0,9$ lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h .

$\theta = 0,85$ lorsque cette durée est inférieure à 1 h.

Le coefficient de minoration 0,85 : pour prendre en compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement:

$$- 0 < \varepsilon_{bc} < 2‰ \rightarrow \sigma_{bc} = f_{bc} \left[1 - \left(\frac{2 \times 10^{-3} - \varepsilon_{bc}}{2 \times 10^{-3}} \right)^2 \right]$$

$$- 2‰ < \varepsilon_{bc} < 3,5‰ \rightarrow \sigma_{bc} = f_{bc}$$

- **Etat limite de service :(ELS): (BAEL 91.Art A-4.5.2)[1] :**

Dans le cas de l'ELS, on suppose que le diagramme des contraintes reste dans le domaine élastique linéaire, et est défini par son module d'élasticité.

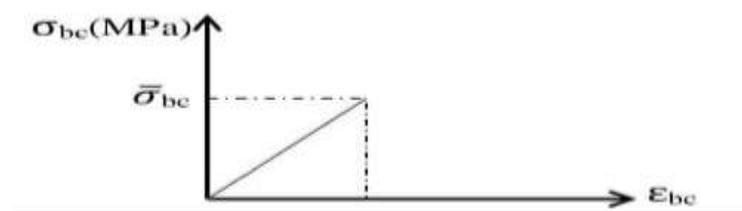


Figure.I.8 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à:

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

- **Contrainte limite de cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d}$$

V_u : L'effort tranchant ultime.

b_0 : Largeur de la section.

d : Hauteur utile.

On vérifie par là c'est condition:

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{si fissuration peu préjudiciables}$$

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,50 \quad \text{si fissuration préjudiciable ou très}$$

préjudiciable.

I.6.2 L'acier :

L'acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone en faible pourcentage (comprises entre 0,02 % et 2 % en masse pour le carbone). Les aciers sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction, pour limiter la fissuration

On utilise en construction les nuances d'acier suivantes :

Tableau I.2 : nuances d'acier

| Type | Nuance | Limite élastique F_e (PMA) | Emploi |
|--------------------|-----------|---------------------------------|--|
| Ronde lisse | F_e E22 | 215 | Emploi courant. Epingles de levage des pièces préfabriquées |
| | F_e E24 | 235 | |

❖ Caractéristiques mécaniques de l'acier :

- **Limite d'élasticité garantie F_e :**

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes sont données par le tableau suivant :

Tableau I.3: Valeurs de la limites d'élasticité garantie F_e .

| | | | |
|--|----------------------------------|-----|--|
| Barre HA Type 1 et 2 | F_e E40 | 400 | Emploi courant. |
| | F_e Te50 | 500 | |
| File tréfiles HA Type 3 | F_e TE40 | 400 | Emploi sous forme de barres droites ou de treillis |
| | F_e TE40 | 500 | |
| File tréfiles HA Lisse Type 4 | TL50 $\Phi \leq 6 \text{ mm}$ | 500 | Treillis soudés uniquement emploi |
| | TL50 | 520 | |

| | | | |
|--|---------------------|--|---------|
| | $\Phi > 6\text{mm}$ | | courant |
|--|---------------------|--|---------|

- **Module d'élasticité des aciers longitudinale :(Art A-2.2.1BAEL91)[1] :**

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale .Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier. $E_s = 2.10^5$ MPA

I.6.2.1 Contrainte limite de l'acier :

➤ **à Etat limite ultime (ELU) :**

La contrainte de l'acier est donnée par: $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ (MPA)

Avec :

f_e = Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier.

γ_s = Coefficient de sécurité. tel que

$\gamma_s = 1$ Situation accidentelle.

$\gamma_s = 1.15$ Situation durable

D'après le règlement [BAEL 91 Art A.2.2.2], le diagramme des contraintes-déformations à l'ELU est comme suit

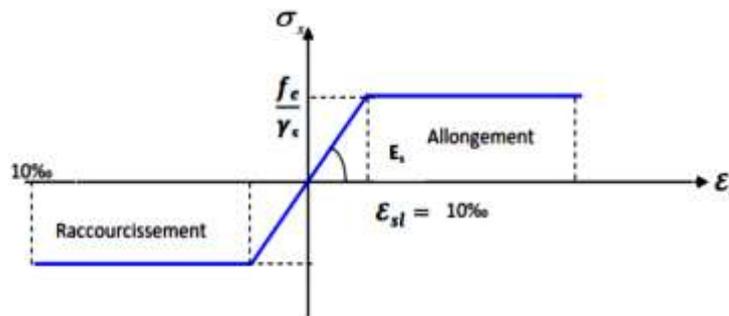


Figure. I.9: Diagramme contraintes déformation de l'acier.

➤ **à Etat ultime de service (ELS) :**

- Fissuration peu nuisible (F.P): $\bar{\sigma}_{st} = f_e$.
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$ MPA. (BAEL 91art A.4.5.3)
- Fissuration très préjudiciable (F.T.P) : $\bar{\sigma}_s \leq \left(\frac{2}{3} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$ MPA. (BAEL 91art A.4.5.4)

Avec :

η : Coefficient numérique des armatures :

- $\eta = 1$ Pour les ronds lisses

- $\eta = 1.6$ Pour les armatures à haute adhérence
- **Coefficient de scellement Ψ :(BAEL 91.Art A-6.1.21) [1]**
 - $\Psi_s = 1$; Pour les ronds lisses.
 - $\Psi_s = 1.5$; Pour les hautes adhérences.
- **Le coefficient d'équivalence (C.B.A.93.art .A.4.5.1) [2].**

Le coefficient d'équivalence noté «n » avec :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \begin{cases} n: \text{Coefficient d'équivalence} \\ E_s: \text{Module de déformation de l'acier} \\ E_b: \text{Module de déformation du béton} \end{cases}$$

I.7 Actions et sollicitations :

I.7.1 Actions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux Déformations imposées, elles proviennent donc :

a. Action permanents(G) :

Elles ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comportent :

- Le poids propre de la structure.
- Les efforts dus à des terres ou à des liquides dont les niveaux varient peu.
- Les charges des équipements fixes.
- L'effort dus aux déformations permanentes imposées à la structure (retrait, fluage,.....).

b. Actions variables (Q) :

Leur intensité varie fréquemment et d'une façon importante dans le temps. On distingue :

- Les charges d'exploitation.
- Les actions climatiques (définies par les règles Neige et Vent).
- Les actions dues à la température.

c. Actions accidentelles (Fa) :

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte Durée d'application, on peut citer

- ❖ Les chocs.
- ❖ Les séismes.
- ❖ Les explosions.
- ❖ Les feux.

I.7.2 Sollicitations :

Les sollicitations sont des efforts (efforts normaux, efforts tranchants) et des moments (moments de flexion, moments de torsion) calculés à partir des actions

❖ **Sollicitation de calcul :**

Les combinaisons utilisées dans notre étude :

➤ **A l'état limite ultime (ELU) :**

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

➤ **A l'état limite de service (ELS) :**

$$G + Q$$

➤ **Les combinaisons accidentelles (séisme, choc...) utilisées dans notre étude selon****Le RPA99/version 2003 :**

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

I.8 Conclusion:

Dans notre projet, les valeurs utilisées sont :

• **Pour béton**

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

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$E_{v28} = 32164,2 \text{ MPa} \quad \text{Module de déformation instantané}$$

$$E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa} \quad \text{Module de déformation Différé}$$

$$\text{ELU} \begin{cases} f_{bu} = 14,17 \text{ MPa} & \text{Situation durable.} \\ f_{bu} = 18,48 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \quad \{\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

• **Pour l'acier**

$$\text{ELU} \begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 363,63 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} & \text{Fissuration Peu nuisible} \\ \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} & \text{Fissuration nuisible} \\ \bar{\sigma}_s = 164,97 \text{ MPa} & \text{Fissuration Très nuisible} \end{cases}$$

Dans ce 1er chapitre, nous avons présenté préinscription du projet avec toute sa caractéristique, nous avons donné les caractéristiques des matériaux utilisées ainsi que les codes et règlement en vigueur. Le Chapitre suivant fera l'objet du pré dimensionnement de tous les éléments structure de notre ouvrage.

Chapitre II

Pré dimensionnement

Des éléments

I.1 Introduction:

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point de vue coffrage des différents éléments résistants. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2 Pré dimensionnement des éléments non structuraux :

II.2.1 les planchers :

Les planchers sont des aires horizontales limitant les différents niveaux d'étage d'un bâtiment. Leur principal rôle est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de la structure, ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages. Dans notre structure, on a deux types de planchers :

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

II .2.1.1 Plancher à corps creux :

Les planchers en corps creux sont composés de :

- Corps creux (hourdis) : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de Résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudé reposant sur des poutrelles en béton armé placées suivant le sens le Plus petit.

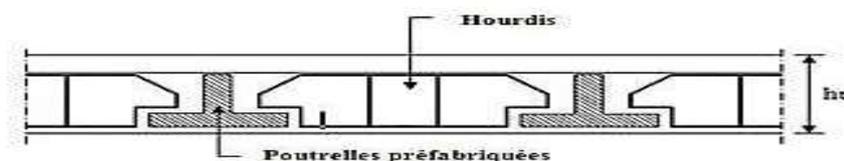


Figure II.1 : Plancher à corps creux

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 :

- $e = 07 \text{ cm}$: 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 $e = 15 \text{ cm}$.

2. Condition acoustique :

Pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm ; on adopte une épaisseur de : $e=16 \text{ cm}$.

3. Condition de résistance à la flèche : CBA93 (article B.6.8.4.4.2.4)[2] :

La hauteur du plancher est déterminée à partir la condition de rigidité donnée par le

CBA93 comme suite : $h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$

Avec ;

h_t : Hauteur totale du plancher (Epaisseur).

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

$$h_t \geq \frac{395}{22,5} = 17,55 \text{ cm.}$$

Donc en adopte : $h_t = 20 \text{ cm}$.

Dalle de compression = 4 cm.

Corps creux = 16 cm.

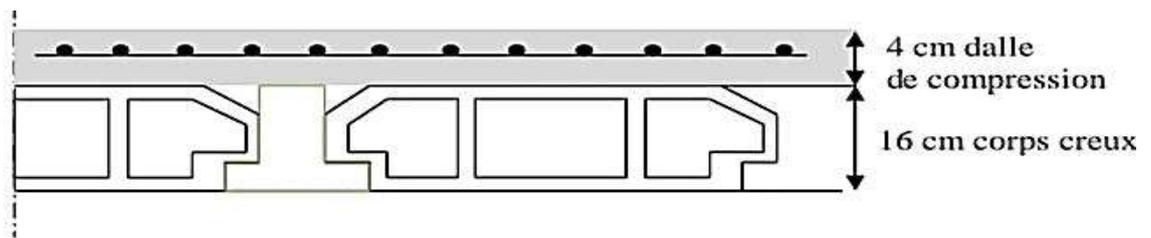


Figure II .2 : coupe verticale à corps creux

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 :

1. Calcul de largeur de la nervure :

$$0.4h \leq b_0 \leq 0.6h \quad \text{Avec } h = 20 \text{ cm}$$

$$8 \text{ cm} \leq b_0 \leq 12 \text{ cm}$$

Pour des raisons de construction, on prend $b_0 = 10 \text{ cm}$.

2. Calcul de la largeur d'une aile de section en T :

$$(b - b_0) \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right)$$

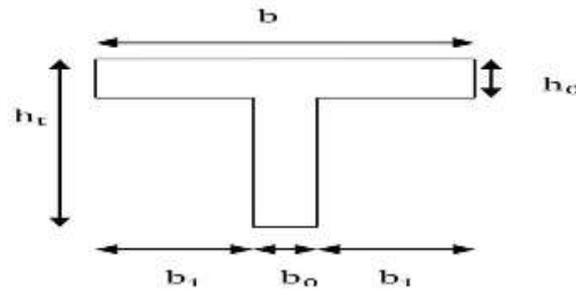


Figure II.3 : schéma d'une section en T

b : largeur efficace.

b_0 : Largeur de la poutrelle ($b_0 = 10$ cm).

l_x : La distance entre les faces voisines de deux nervures consécutives.

l_y : Longueur entre nus d'appuis de la travée maximale des poutrelles.

$$l_x = 65 - b_0 = 55 \text{ cm.}$$

$$l_y = 430 \text{ cm.}$$

$$\text{Avec : } b_1 = \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) \Rightarrow b_1 = \min(27.5, 43.0) \Rightarrow b_1 = 27.5 \text{ cm.}$$

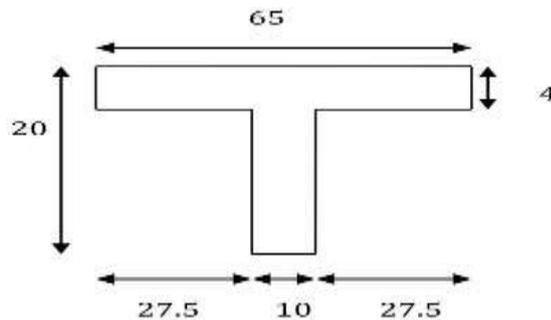


Figure II.4 : dimensions de la section en T

II.2.2 Dalle pleine :

II.2.2.1 planchers dalle pleine :

1. condition de sécurité :

selon le R.P.A.99 VERSION 2003 [4] : $h_0 \geq h_{min} = 5$ cm.

2. condition de résistance au feu :

h_0 : 7 cm : Pour une heure de coup de feu.

h_0 : 11 cm : pour deux heures de coup de feu.

h_0 : 17.5 : pour quatre heures de coupe de feu.

On admet que : **h=15 cm.**

3. condition de l'isolation phonique :

Selon les régeles **DTR C3.1.1** l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

4. condition de résistance :

- Si $\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0.4$ la dalle porte suivant sa petite portée uniquement et son calcul seracomme 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 direction ($\frac{l_x}{l_y} > 0.4$) :

Travée isostatique : $\frac{l_x}{40} \leq h_0 \leq \frac{l_x}{25}$

Travée hyperstatique : $\frac{l_x}{50} \leq h_0 \leq \frac{l_x}{35}$

- Dalle pleine portant dans une direction ($\frac{l_x}{l_y} > 0.4$) :

Travée isostatique : $\frac{l_x}{30} \leq h_0 \leq \frac{l_x}{20}$

Travée hyperstatique : $\frac{l_x}{35} \leq h_0 \leq \frac{l_x}{25}$

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

Dane notre cas les dalles reposant sur quatre appuis ont une portée : $\begin{cases} l_x = 4.30cm \\ l_y = 5.45cm \end{cases}$

Donc $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.78 > 0.4 \Rightarrow$ Le Panneau isostatique porte dans les deux directions.

Alors la dalle estreposée sur quatre appuis :

$$\frac{l_x}{40} \leq h_0 \leq \frac{l_x}{25} = \frac{430}{40} \leq h_0 \leq \frac{430}{25} = 10.75 \leq h_0 \leq 17.2$$

Finalement et d'après les condition ci-dessus on prend : $h_0 = 17$ cm.

II.2.2. pré dimensionnement des balcons :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans une extrémité et libre dans l'autre.

- **Calcul de l'épaisseur :**

L'épaisseur est conditionné par :

$$e < \frac{L}{20}$$

Avec :

L : largeur de balcon.

$$\begin{cases} L_1 = 124\text{cm} \\ L_2 = 112\text{cm} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} e < \frac{124}{20} = 6.2\text{cm} \\ e < \frac{112}{20} = 5.6\text{cm} \end{cases}$$

On voit bien que les dimensions sont très petites donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable.

On prend : **e = 15cm.**

II.2.3 Pré dimensionnement 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 .

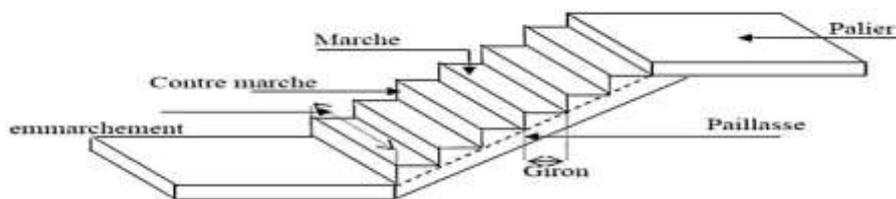


Figure II.5 : représente le schéma d'un escalier.

Le choix des dimensions dépend des conditions d'utilisation et de la destination prévue pour l'escalier :

Pour assurer un escalier agréable ou à accessibilité maximum pour le public, le module est ajustée en fonction du reculement disponible et peut être comprise entre 59 et 66 cm.

La relation entre g et h est donnée par la relation de Blondel :

On a : $59 < 2h + g < 66$

h: Hauteur de la marche.

g: Giron (largeur de la marche, sauf pour les marches triangulaires).

Pour les bâtiments d'habitation, la hauteur idéale serait de 17 cm pour un giron entre 28 et 30 cm. On fixe la hauteur de la marche h à 17 cm et le giron g = 30cm.

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

Pour le dimensionnement d'un escalier :

a) étage :

- On calcule la hauteur de la volée H par la formule suivante :

Le nombre de marches n égale à :

$$H = \frac{h_e}{2} = \frac{306}{2} = 153 \text{ cm}$$

Avec :

h_e = la hauteur de chaque niveau (H=3.06m).



Figure II.6 : Coupe en élévation d'escalier

On choisit une hauteur de contre marche h, en suite on calcule le nombre de contremarches n Par la relation suivante :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ contre marche entre chaque deux étage.}$$

- En déduire le nombre de marches m : $m = \frac{n}{2} - 1$

$$\Rightarrow m = 9 - 1 = 8 \text{ marches par chaque volée.}$$

Volée :elle comprend 8 marches

$$\text{Inclinaison : } \text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1,53}{2,4} = 0.63 \Rightarrow \alpha = 32.39^\circ$$

$$\text{Longueur de paillasse : } l = \frac{2,4}{\text{cos} \alpha} = 2.84 \text{ cm}$$

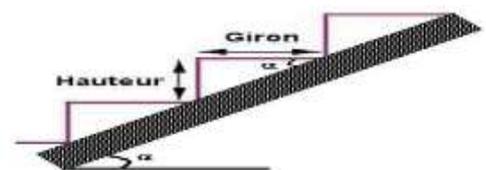


Figure II.7 : Coupe escalier

b) **RDC**

$$H = \frac{408}{2} = 204 \text{ cm}$$

$$n = \frac{408}{17} = 24$$

$m = 12 - 1 = 11$ marche par le volée

$$\text{Inclinaison : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{2,04}{2,4} = 0.85 \Rightarrow \alpha = 40.36^\circ$$

$$\text{Longueur de paillasse : } l = \frac{3.60}{\cos \alpha} = 4.72 \text{ cm}$$

II.3 Pré dimensionnement des éléments structuraux :

II.3.1 Pré dimensionnement les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage. Ils auront le rôle de contreventement, le bâtiment en reprenant les efforts Horizontaux (tel que le séisme et le vent) d'une part ont le rôle de reprendre les efforts Verticaux (tel que les charges permanentes et les charges d'exploitations).

D'après le, RPA99/V2003 (article 7.7.1)[1]. Les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) (sachant que $e > \frac{h_e}{20}$) ; sont considérés comme voiles. L'épaisseur minimale du voile est de 15cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$e \geq \max \left\{ 15 \text{ cm}, \frac{h_e}{20} \right\}$$

$$e \geq 15 \text{ cm} \dots (1)$$

$$e \geq \frac{h_e}{22} \dots (2)$$

$$L > 4 e \dots (3)$$

Avec :

e : épaisseur du voile

L : la largeur du voile

.

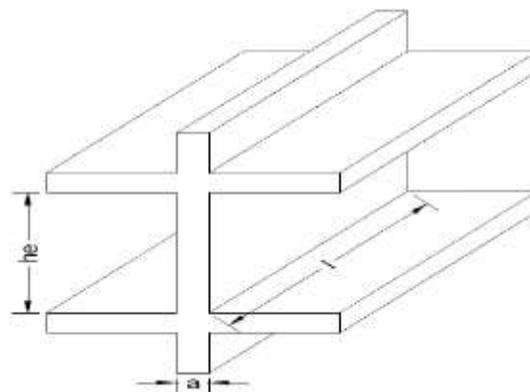


Figure II.8 : coupe de voile en évaluation

1. RDC

$$e \geq \frac{h_e}{22} \Rightarrow e \geq \frac{4.08-0,4}{22} = 16,7\text{cm}$$

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

2. Etage courant :

$$e \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \frac{3.06-0,4}{22} = 12,09\text{cm}$$

$$e = 20$$

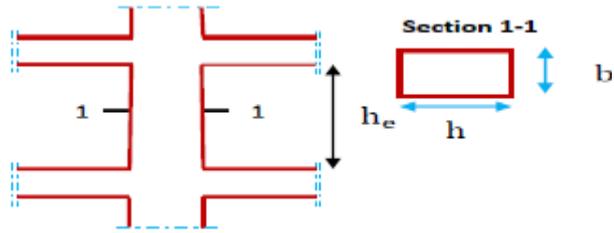


Figure.II.9: Hauteur libre d'étage

II.3.2 Pré dimensionnement les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU. Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99, doivent satisfaire les conditions suivantes pour :

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}. \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \quad (\text{Art .7.4.1}) \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{cases}$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/version 2003 citées ci-dessus.

Les dimensions des poteaux supposées :

Tableau II.1 : Section des poteaux préalables

| Etages | RDC | 1 ^{er} et 2 ^{eme} | 3 ^{eme} et 4 ^{eme} | 5 ^{eme} et 6 ^{eme} | 7 ^{eme} et 8 ^{eme} |
|------------------------------------|---------|-------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| Section (b × h) cm ² | 50 × 55 | 45 × 50 | 40 × 45 | 35 × 40 | 30 × 35 |

II.3.3 Pré dimensionnement les poutre :

En construction, il existe plusieurs types de poutres qui sont des éléments structuraux qui servent à transmettre les charges verticales et horizontales aux poteaux, et assurent par le chaînage entre les poteaux la stabilité de l'ouvrage. Le pré dimensionnement des poutres s'effectua en se basant sur les conditions suivantes :

- Critère de rigidité (flèche) ;
- Critère de résistance ;
- Vérification des conditions imposées par le RPA ;

II.3.3.1 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.

D'après les règles de **B.A.E.L 91** on a :

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10}$$

l_{max} : La plus grande portée entre les axes des poteaux.

h : hauteur de la poutre.

$$\frac{481}{15} \leq h \leq \frac{481}{10} \Rightarrow 32.06 \leq h \leq 48.1 \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

Donc : $12 \leq b \leq 28 \Rightarrow$ on prend : $b=30 \text{ cm}$

D'après le **R.P.A 99(version 2003)** :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \dots \dots \text{ CV} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \dots \dots \text{ CV} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \dots \dots \text{ CV} \end{cases}$$

II.3.3.2 Poutre secondaires :

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10}$$

Dans notre cas la poutre secondaire la plus sollicitée est de longueur : $l_{max} = 430 \text{ cm}$

$$\frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \Rightarrow 24.66 \leq h \leq 37 \Rightarrow h = 30 \text{ cm}$$

Donc $9 \leq b \leq 21 \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \dots \dots \text{ CV} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 30 \text{ cm} \dots \dots \text{ CV} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 \dots \dots \text{ CV} \end{cases}$$

II.4 Évaluation des charges et surcharges :

Évaluation de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges appliquée aux éléments porteurs au niveau de chaque plancher. Afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage es charges qui sont définies par le D.T.R sont les suivantes :

- **G** : La charge permanente représente le poids mort.
- **Q** : La charge d'exploitation ou la surcharge.

II.4.1. Les planchers :

a) Plancher terrasse :

- 1) Graviillon de protection.
- 2) Étanchéité multicouches.
- 3) Béton de pente.
- 4) Isolation thermique.
- 5) Plancher à corps creux.
- 6) Enduit en plâtre.

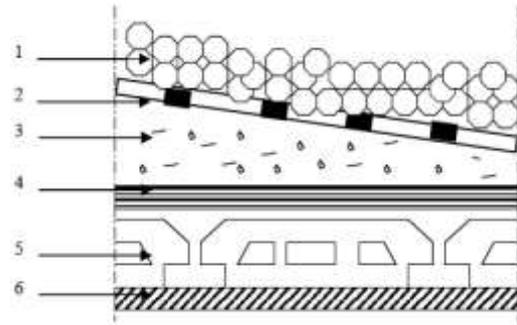


Figure II.10: Plancher à corps creux de terrasse

❖ **Charge permanente et d'exploitation (DTRB.C 2.2) [6] :**

Tableaux II.2: charges permanentes d'un plancher étage terrasse en corps creux

| N | Désignation | e (m) | $\gamma(N/m^3)$ | Charge (N/m^2) |
|---------------------------------|--------------------------|-------|-----------------|--------------------------------|
| 1 | Graviillon de protection | 0.05 | 20000 | 1000 |
| 2 | Etanchéité multicouche | 0.02 | 6000 | 120 |
| 3 | Forme de pente | 0.1 | 22000 | 2200 |
| 4 | 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

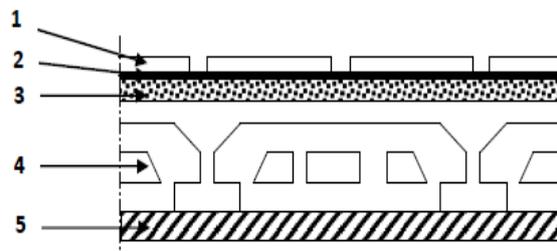


Figure II.11: Plancher à corps creux étage

❖ **Charge permanente et d'exploitation (DTRB.C 2.2)[6]**

Tableau II.3 : charges permanentes et d'exploitation d'étage courant à corps creux

| N° | Désignation | e (m) | $\gamma (N/m^3)$ | Charge (N/m^2) |
|---------------------------------|------------------------|-------|------------------|--------------------------------|
| | Cloison en brique | 0.1 | 9000 | 1000 |
| 1 | Carrelage | 0.02 | 20000 | 440 |
| 2 | Mortier de pose | 0.02 | 20000 | 400 |
| 3 | Couche de sable | 0.03 | 18000 | 540 |
| 4 | Plancher à corps creux | 0.20 | 14000 | 2800 |
| 5 | Enduit en plâtre | 0.02 | 10000 | 200 |
| Charge permanente totale | | | | $G_E = 5380$ |
| Surcharge d'exploitation | | | | $Q_E = 1500$ |

c) dalle pleine :

- 1) Carrelage
- 2) Mortier de pose
- 3) Lit de sable
- 4) Dalle pleine
- 5) Enduit en plâtre

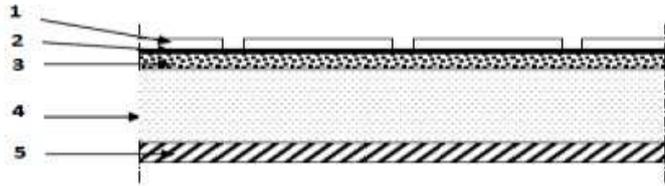


Figure II.12: coupe verticale du plancher courent
à dalle pleine et balcon

Tableau II.4 : charges permanentes et d'exploitation de la dalle pleine

| N° | Désignation | e (m) | γ (N/m ³) | Charge (N/m ²) |
|---------------------------------|-------------------|-------|------------------------------|--------------------------------|
| | Cloison en brique | 0.1 | 10000 | 1000 |
| 1 | Carrelage | 0.02 | 20000 | 440 |
| 2 | Mortier de pose | 0.02 | 20000 | 400 |
| 3 | Couche de sable | 0.03 | 18000 | 540 |
| 4 | dalle pleine | 0.15 | 25000 | 2800 |
| 5 | Enduit en plâtre | 0.02 | 10000 | 200 |
| Charge permanente totale | | | | $G_E = 6330$ |
| Surcharge d'exploitation | | | | $Q_E = 1500$ |

II.4.2 Balcon :

Tableaux II.5 : les charges permanentes et d'exploitations d'un 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 | 0.15 | 25000 | 3750 |
| 5 | Enduit en plâtre | 0.02 | 10000 | 200 |
| Charge permanente totale | | | | $G_b = 5330$ |
| Surcharge d'exploitation | | | | $Q_b = 3500$ |

II.4.3 Cloison extérieures:

Tableaux II.6 : les charges permanentes et d'exploitations d'une cloison

| 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 | | | | $G_E = 2810$ |

II.4.4 Escalier :

1. le paillasse :

a) étage courants

Tableau.II.7: Charge permanente et d'exploitation de la paillasse

| N | Désignation | | e (m) | $\gamma(N/m^3)$ | Charge (N/m^2) |
|------------------------------|-----------------------|------------|-------------------|-----------------|--------------------|
| 1 | Carrelage | Horizontal | 0.02 | 22000 | 440 |
| | | Vertical | $0.02h/g$ | 22000 | 249.33 |
| 2 | mortier de pose | Horizontal | 0.02 | 20000 | 400 |
| | | Vertical | $0.02h/g$ | 20000 | 226.67 |
| 3 | Poids des marches | | 0.17/2 | 25000 | 2125 |
| 4 | Poids de la paillasse | | $0.13/\cos\alpha$ | 25000 | 3735.21 |
| 5 | Enduit en plâtre | | $0.02/\cos\alpha$ | 10000 | 200 |
| 6 | Gardes corps | | - | - | 600 |
| Charge permanente totale | | | | | G=8571 |
| Charge d'exploitation totale | | | | | Q = 2500 |

b) RDC :

Tableau.II.8: Charge permanente et d'exploitation de la paillasse

| N | Désignation | | e (m) | $\gamma(N/m^3)$ | Charge (N/m^2) |
|------------------------------|-----------------------|------------|-------------------|-----------------|--------------------|
| 1 | Carrelage | Horizontal | 0.02 | 22000 | 440 |
| | | Vertical | $0.02h/g$ | 22000 | 249.33 |
| 2 | mortier de pose | Horizontal | 0.02 | 20000 | 400 |
| | | Vertical | $0.02h/g$ | 20000 | 226.67 |
| 3 | Poids des marches | | 0.17/2 | 25000 | 2125 |
| 4 | Poids de la paillasse | | $0.13/\cos\alpha$ | 25000 | 4290.7 |
| 5 | Enduit en plâtre | | $0.02/\cos\alpha$ | 10000 | 200 |
| 6 | Gardes corps | | - | - | 600 |
| Charge permanente totale | | | | | G=8305.03 |
| Charge d'exploitation totale | | | | | Q = 2500 |

2. Palier de repos :

Tableaux II.9 : Charges permanentes et d'exploitation d'un palier

| N | Désignation | e (m) | $\gamma(N/m^3)$ | Charge (N/m^2) |
|--------------------------|------------------|-------|-----------------|---------------------------------|
| 1 | Carrelage | 0.02 | 22000 | 440 |
| 2 | Mortier | 0.02 | 20000 | 400 |
| 3 | Lit de sable | 0.02 | 18000 | 360 |
| 4 | Dalle pleine | 0.15 | 25000 | 3750 |
| 5 | Enduit en plâtre | 0.02 | 10000 | 200 |
| Charge permanente totale | | | | $G_{pr}=6400$ |
| Surcharge d'exploitation | | | | $Q_{pr}=2500$ |

II.4.5 Acrotère :

- **Charge permanente :**

L'acrotère est soumis à une charge permanente due à son poids propre :

$$S = s_1 + s_2 + s_3$$

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.10 \times 0.05) + \left(\frac{0.05 \times 0.10}{2} \right)$$

$$S = 0.0675 \text{ m}^2$$

$$G = \rho \times S = 25 \times 0.0675 = 1.6875 \text{ KN/ml}$$

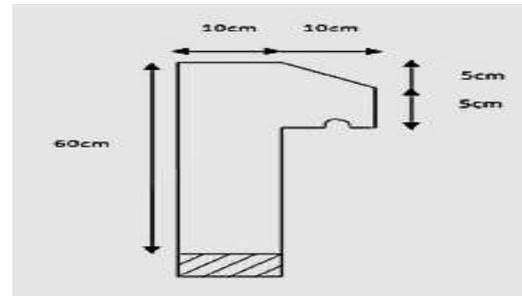


Figure II.13: schéma de l'acrotère

Avec :

- G : poids propre de l'acrotère en mètre linéaire.
- ρ : Poids volumique du béton : 25 KN/m³.

Tableaux II.10 : charges permanentes et d'exploitation d'un acrotère.

| Désignation | h (m) | Surface(m) | poids propre totale (KN/ml) | Surcharge d'exploitation Q(KN/ml) |
|-------------|-------|------------|-----------------------------|-----------------------------------|
| Acrotère | 0.6 | 0.068 | 1.70 | 1 |

II.5 Descente de charges :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage une distribution des charges et des surcharges pour chaque élément s'avère nécessaire, la descente des charges permet l'évaluation de la part des charges revenant à chaque élément de la structure on aura considéré :

- le poids propre de l'élément.
- la charge des étages à usages d'habitation planchée 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.

II.5.1 Loi de dégression : (DTR B.C.2.2) [5] :

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 inférieure

(étage 2) $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

(étage 3) $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

(étage 4) $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

(pour n étage ≥ 5) $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$

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

$$\Sigma Q = Q_0 = 1000 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_1 + Q_2 = 2500 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 3850 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 5050 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 6100 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 7000 \text{ N}$$

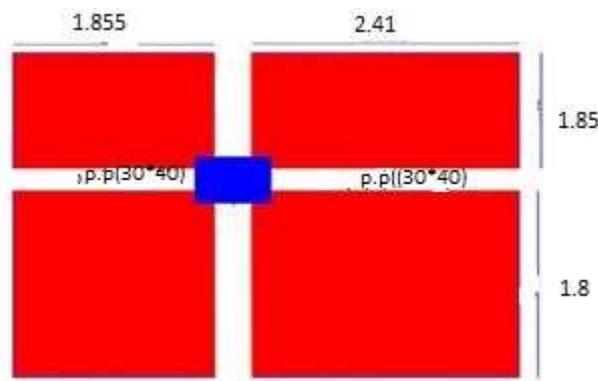
$$\Sigma Q = Q_0 + 0.75 (Q_1 + \dots + Q_6) = 7750 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.71 (Q_1 + \dots + Q_7) = 8455 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.68 (Q_1 + \dots + Q_8) = 9160 \text{ N}$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.66 (Q_1 + \dots + Q_9) = 9910 \text{ N}$$

Pour la vérification de leur section dans ce cas on prend un type de poteau suivant :



- **Poteau intermédiaires : (la surface afférente)**

$$.S_1 = 1.85 \times 1.885 = 3.43175 \text{ m}^2.$$

$$.S_2 = 1.85 \times 2.41 = 4.4585 \text{ m}^2$$

$$..S_3 = 1.8 \times 1.855 = 3.339 \text{ m}^2$$

$$..S_4 = 1.8 \times 2.41 = 4.338 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } .S_t = 15.57 \text{ m}^2$$

- **Poutre :**

$$.G_{pp1} = 2500 \times 2.41 \times 0.3 \times 0.4 = 7.23 \text{ kn}$$

$$..G_{pp2} = 2500 \times 1.855 \times 0.3 \times 0.4 = 5.56 \text{ kn}$$

$$..G_{ps1} = 2500 \times 1.85 \times 0.3 \times 0.3 = 4.163 \text{ kn}$$

$$..G_{ps2} = 2500 \times 1.8 \times 0.3 \times 0.3 = 4.05 \text{ kn}$$

$$.G_{p.tot} = 21.005 \text{ kn}$$

Tableaux II.11 :Les différentes sections de poteau

| Les niveau | Section du poteau | La surface du poteau (s) m^2 | La surface afférent (s) m^2 |
|--------------------------------------|-------------------|--------------------------------|-------------------------------|
| RDC | 50 × 55 | 0.28 | 15.57 |
| 1 ^{er} et 2 ^{eme} | 45 × 50 | 0.23 | 15.57 |
| 3 ^{eme} et 4 ^{eme} | 40 × 45 | 0.18 | 15.57 |
| 5 ^{eme} et 6 ^{eme} | 35 × 40 | 0.14 | 15.57 |
| 7 ^{eme} et 8 ^{eme} | 30 × 35 | 0.11 | 15.57 |

Tableaux II.12: La descente de charge de poteau

| Niveau | Element | G(KN) | Q(KN) |
|-----------------------|-------------------------------------|----------------------------|-------|
| N0 | Plancher terrasse poteau (30×35) | 6.33×15.57=98.56 21.005 | |
| | Total | 119.56 | 15.57 |
| N0+ poteau (30×35) | Venant N0 +poteau (30×35) | 0.3×0.35×3.06×25=8.03 | |
| | Total | 127.59 | |
| N1 | Venant N0+ poteau (30×35) | 127.59 | |
| | GP .tot | 5.38×15.57=83.77 21.005 | |
| | Totale | 232.36 | 38,92 |
| N1+ poteau (30×35) | Venant N1 poteau (30×35) | 232.36 8.03 | |
| | Totale | 240.39 | |
| N2 | Venant N1+poteau | 240.39 | |
| | plancher etage | 83.77 | |
| | Gp Tot | 21.005 | |
| Total | 345.165 | 59.94 | |
| N2+poteau(35×40) | Venant N2 poteau (35×40) | 345.165 10.71 | |

| | | | |
|-------------------------------|---|----------------------------|--------|
| | Total | 355.87 | |
| N3 | Venant N2+ poteau Plancher étage GP.TOT | 355.87 83.77 21.005 | |
| | Total | 460.65 | 78.63 |
| N3+ poteau (35×40) | Venant N3 poteau (35×40) | 460.65 10.71 | |
| | Total | 471.36 | |
| N4 | Venant N3+ poteau Plancher étage GP.TOT | 471.63 83.77 21.005 | |
| | Total | 573.135 | 94.97 |
| N4+ poteau (40×45) | Venant N4 poteau (40×45) | 573.135 13.77 | |
| | Total | 589.905 | |
| N5 | Venant N4+ poteau N3Plancher étage GP.TOT | 589.905 13.77 21.005 | |
| | Total | 694.68 | 108.89 |
| N5+ poteau (40×45) | Venant N5 poteau (40×45) | 694.68 13.77 | |
| | Total | 708.45 | |
| N6 | Venant N5+ poteau Plancher étage GP.TOT | 708.45 83.77 21.005 | |
| | Total | 813.225 | 120.67 |
| N6+poteau (45×50) | Venant N6 poteau (45×50) | 813.225 17.21 | |
| | Total | 830.435 | |
| N7 | Venant N6+ poteau Plancher étage GP.TOT | 830.435 83.77 21.005 | |
| | Total | 935.21 | 131.04 |
| N7+poteau (45×50) | Venant N7 poteau (45×50) | 935.21 17.21 | |
| | Total | 952.42 | |
| N8 | Venant N7+ poteau Plancher étage GP.TOT | 952.42 83.77 21.005 | |
| | Total | 1057.195 | 145.62 |
| N8+poteau (50×55) | Venant N8 poteau (50×55) | 1057.195 28.05 | |
| | Total | 1082.245 | |

| | | | |
|--------------------------|-----------------------------|------------------|--------|
| N9 | Venant N8+ poteau | 1082.245 | |
| | Plancher étage GP.TOT | 83.77 21.005 | |
| | Total | 1190.02 | 154,29 |
| N9+poteau (50×55) | Venant N9 poteau (50×55) | 1190.02 28.05 | |
| | Total | 1218.07 | |

Les sommes des charges permanent : $G_{TOT} = 1218.07$ KN.

Les sommes des charges D'exploitation : $Q_{TOT} = 154.29$ KN.

II.5.2 Vérification de la section de poteau :

Selon le CBA93 (article B.8.11)[2] on doit majorer pour les poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à deux travées l'effort de compression ultime N_U à 15% telle que :

$$N_U = 1.15 (1.35 G + 1.5 Q)$$

$$- \text{L'effort normal maximum : } N_U = 1.15 (1.35 \times 1218.07 + 1.5 \times 154.29) = 2157.20 \text{ KN}$$

Donc : $N_U = 2157.20$ KN (pour le poteau (50×55))

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

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

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

$$\lambda = \max (\lambda_x, \lambda_y) \text{ avec :}$$

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

$$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 0.7 \times 4.08 = 2.86 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{2.86}{0.5} = 19.81$$

$$\lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{2.86}{0.55} = 18.01 \quad \text{donc : } \lambda = 19.81$$

$$\lambda = 19.81 < 50 \quad \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{19.81}{35}\right)^2} = 0.79$$

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.

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

$$A = \max (4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0.2\%B)$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.8\%B \text{ (zone II}_a\text{)}$$

Tableau II.13: Résultats des vérifications au flambement

| Poteau | Nu (KN) | α | A_{min}^{BAEL} (mm ²) | A_{min}^{RPA} (mm ²) | A (mm ²) | Br (mm ²) | \bar{N} (KN) | Condition |
|--------------|---------|----------|-------------------------------------|------------------------------------|----------------------|-----------------------|----------------|-----------|
| 50x55 | 2157.20 | 0.79 | 84000 | 2200 | 84000 | 254400 | 26808.17 | CV |
| 45x50 | 1704,67 | 0.81 | 76000 | 1800 | 76000 | 206400 | 24508.17 | CV |
| 40x45 | 1287,70 | 0.80 | 68000 | 1440 | 68000 | 163400 | 21342.47 | CV |
| 35x40 | 867,42 | 0.79 | 60000 | 1120 | 68000 | 125400 | 17393.84 | CV |
| 30x35 | 440,34 | 0.77 | 52000 | 840 | 52000 | 92400 | 15244.51 | CV |

II.6 Conclusion :

Le prédimensionnement que nous avons effectué sur les éléments structuraux a pour but d'assurer la résistance, la stabilité et l'économie de la structure, tout en satisfaisant les règles de RPA et les différents critères. Le Chapitre suivant fera l'objet d'étude des planchers de notre ouvrage.

Chapitre III

Calcul des éléments

Secondaires

III.1 introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.

Les éléments secondaires qui ne contribuent pas aux contreventements directement. Ils peuvent être en maçonnerie (cloisons, murs extérieurs etc...) ou en béton armé (acrotère, balcon, etc. ...). Ces éléments sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure et leur calcul se fait sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Ce chapitre est consacré aux calculs des éléments ci-après :

- Acrotère. – dalle pleine.
- Escalier. – balcon.
- Plancher. – ascenseur.

III.2 acrotère:

L'acrotère est un élément non structural entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection contre l'infiltration des eaux pluviales et il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

Il est considéré comme une console encastree dans le plancher terrasse, soumis à son Poids propre(G), à une force latérale F_p due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

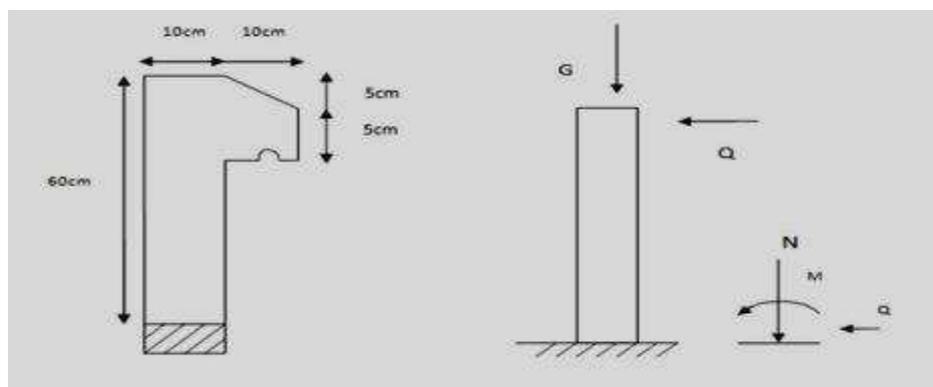


Figure III.1 : schéma réel et statique de l'acrotère

➤ **Hypothèses de calcul :**

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire..

III.2.1.Évaluation des charges :

-La surface : $S= 0,0675 \text{ m}^2$

- Poids propre : $G1= \gamma_{\text{béton}} \times S=25 \times 0,0675=1,6875 \text{ KN}$
- Poids d'enduit extérieur (ciment : $e =2\text{cm}$) $G2 = 0,4 \text{ KN}$
- Poids d'enduit intérieur (ciment : $e = 2\text{cm}$) $G3= 0,36 \text{ KN}$

-Le poids total : $Wp= G1+G2+G3=2,45 \text{ KN}$

-La charge due à la main courante : $Q=1\text{KN}$

-La force sismique horizontale Fp qui est donnée par la formule :

$$Fp= 4 \times A \times Cp \times Wp \text{ (RPA99/V2003 Article 6.2.3)}$$

Avec :

A: Coefficient d'accélération en fonction de la zone (groupe d'usage 2, zone I, $A= 0,1$).

Cp : Facteur de force horizontal ($Cp = 0,8$).

Wp : Poids total de l'acrotère.

$$\text{Donc : } Fp=4 \times 0,1 \times 0,8 \times 2,45=0,78 \text{ KN}$$

▪ **ELU :**

$$Nu = 1,35 \times Wp = 1,35 \times 2,45$$

$$Nu = 3,30 \text{ KN}$$

$$Mu = 1,5 \times Fp \times h$$

$$Mu = 0,702 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul de l'excentricité :**

$$e = Mu / Nu \rightarrow e = 0,702 / 3,3 \rightarrow e = 0,213 \text{ m}$$

$$h/6 = 10/6=1.67 \text{ cm}$$

$e > h/6 \rightarrow$ La section est partiellement comprimée, parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

III.3.2.Calcul du ferrailage :

a. Ferrailage longitudinales:

$$Ma = Nu \times e_a \quad \text{avec : } e_a = e +$$

$$(h/2 - d') = 0,25 \text{ m}$$

$$Ma = 3,3 \times 0,25 = 0,825 \text{ KN.m}$$

$$M_u = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,000825}{1 \times 0,092 \times 14,17}$$

$$\mu_{ub} = 0,0072 < \mu_l = 0,392$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A_s = 0$).

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0072}) = 0,00903$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,091) = 0,0896 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left[\frac{Ma}{Z} - Nu \right] = \frac{1}{1347,83} \left[\frac{0,825 \times 10^{-3}}{0,0896} - 3,3 \times 10^{-3} \right] = 1,6984 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 0,169 \text{ cm}^2.$$

-La condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} = 0,23 \times 1 \times 0,09 \times 2,1 / 400 = 1,0867 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{min} = 1,086 \text{ cm}^2$$

Les choix est de : **4T8 = 2,01 cm²**.

b. Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 2,01 / 4 = 0,502 \text{ cm}^2$$

On prend : **3T8 = 1,51 cm²** et (st=15 cm)

ELS :

$$N_s = WP = 2,45 \text{ KN}$$

$$M_s = F_p \times h$$

$$M_s = 0,468 \text{ KN.m}$$

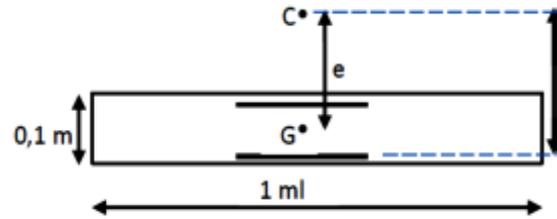
❖ Calcul de l'excentricité :

$$e = M_s / N_s = 0,468 / 2,45 = 0,19 \text{ m}$$

$$p = -3 \times \left(e - \frac{h}{2} \right)^2 + 6 \times n \times A_{st} \times b \times \left(e - \frac{h}{2} + d \right)$$

$$p = -3 \times (0,19 - 0,12)^2 + \frac{6 \times 15 \times 2,01 \times 10^{-4}}{1} \times (0,19 - 0,12 + 0,09) = -0,0546 \text{ m}^2$$

$$q = 2 \times \left(e - \frac{h}{2} \right)^3 - 6 \times n \times A_{st} \times b \times \left(e - \frac{h}{2} + d \right)^2$$



$$q = 2 \times (0,19 - 0,12)^3 - \frac{6 \times 15 \times 2,01 \times 10^{-4}}{1} \times (0,19 - 0,12 + 0,09) = 0,004531 \text{ m}^3$$

$$e_1 = \sqrt[3]{-p \times e - q} = \sqrt[3]{(-(-0,0546) \times 0,19 - 0,004531)} = 0,18 \text{ m}$$

$$x = h/2 + e_1 - e = 0,1/2 + 0,18 - 0,09 = 0,04 \text{ m}$$

$$\delta = \frac{b x^2}{2} + n A_s (x - d') - n A_{st} (d - x)$$

$$\delta = \frac{1 \times 0,04^2}{2} - 15 \times 2,01 \times 10^{-4} (0,09 - 0,04) = 6,4925 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s x}{\delta} = \frac{2,45 \times 10^{-3} \times 0,04}{6,4925 \times 10^{-4}} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,15 \text{ Mpa.}$$

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

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{N_s (d - x)}{\delta} = \frac{2,45 \times 10^{-3} (0,09 - 0,04)}{6,4925 \times 10^{-4}} =$$

$$\sigma_{st} = 0,18 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(2,3 f_e; 110 \sqrt{\eta} f_{t28}) \text{ Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,66, 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

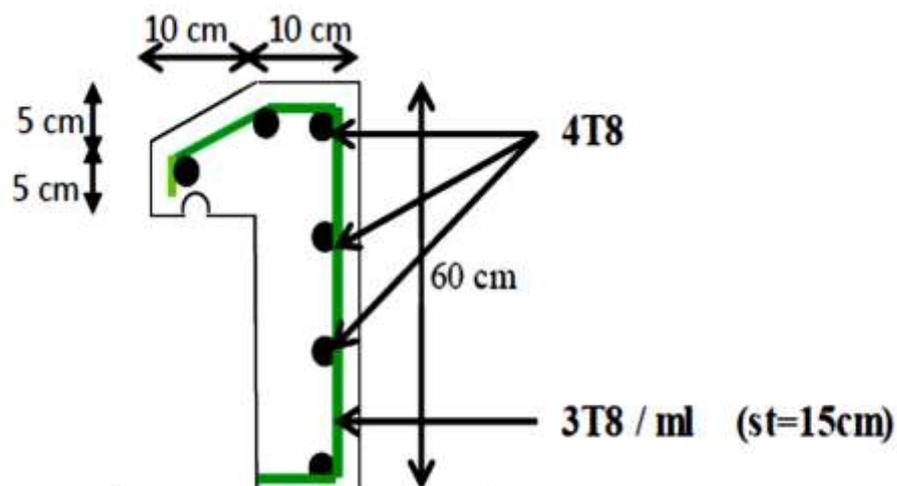


Figure III.12 : Ferrailage de l'acrotère.

III.3 les escaliers :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux Usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à

monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

III.3.1 définition des éléments d'un escalier :

La montée : est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.

La marche : est le plan horizontal sur lequel se pose le pied.

La hauteur de marche : est la différence du niveau entre deux marches successives (h)

La contre marche: est le plan vertical situé entre deux marches successives.

Le nez de marche: est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.

Le giron : est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).

Une volée: est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.

Un palier : est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées.

L'embranchement : est la longueur d'une marche.

La ligne de jour : est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par

Les nez de marches aux extrémités des marches.

La ligne de foulée: est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.

L'échappée : est distance verticale entre les nez de marches.

La paillasse : est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

(Avec L : Longueur horizontale de la paillasse et H : Hauteur verticale de la paillasse).

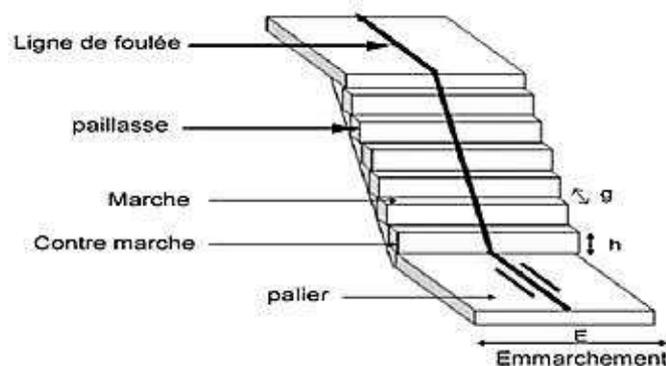


Figure III.3 : différents éléments d'un escalier

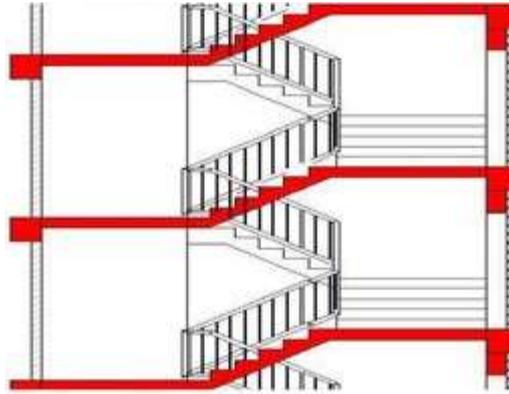


Figure III.4 : coup d'un escalier de 3 volées

III.3.2 charge et surcharge :

$$\text{Volée} \begin{cases} G_v = 8.57 \text{ KN/ml} \\ Q_v = 2.5 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{Palier} \begin{cases} G_p = 8.305 \text{ KN/ml} \\ Q_p = 2.5 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

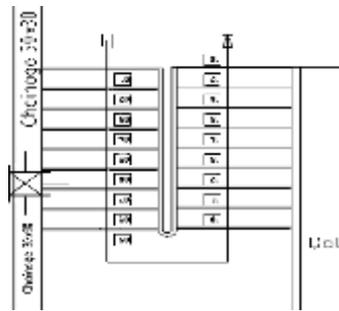
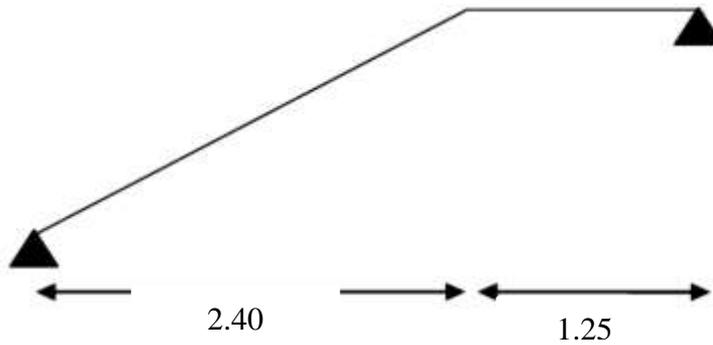


Figure III.5 : vue en plan (escalier)

III.3.3. schéma statique :

a) Étage courant :

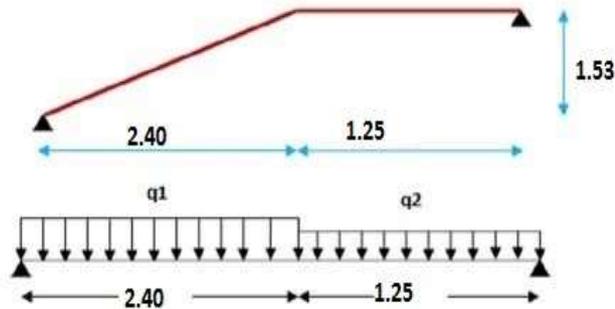


III.3.4 combinaison des charges :

Tableau III.1 : calcul de la combinaison des charges

| | G (KN/ml) | Q (KN/ml) | ELU | ELS |
|------------------|-----------|-----------|-------|--------|
| Palier | 8.305 | 2.5 | 14.96 | 10.805 |
| Paillasse | 8.57 | 2.5 | 15.31 | 11.07 |

III.3.5 calcul des sollicitations [7] :



a. Calcul des réactions :

• ELU:

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 3.65R_A - (15.31 \times 2.40 \times 2.45) - (14.96 \times 1.25 \times 0.625) = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 27.86 \text{ KN.}$$

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (15.31 \times 2.4) + (14.96 \times 1.25)$$

$$\Rightarrow R_B = 27.584 \text{ KN.}$$

• ELS:

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 3.65R_A - (11.07 \times 2.40 \times 2.45) - (10.805 \times 1.25 \times 0.625) = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 20.96 \text{ KN.}$$

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (11.07 \times 2.4) + (10.805 \times 1.53)$$

$$\Rightarrow R_B = 20.19 \text{ KN.}$$

b. Calcul des moments et effort tranchant et moment fléchissant:

• ELU :

1. Effort tranchant :

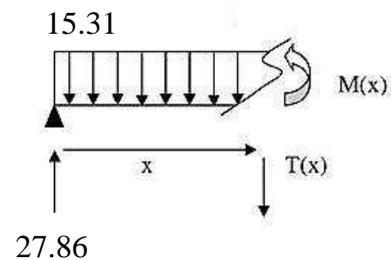
➤ Tronçon I :

$$0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$$

$$V(x) = R_A - q_u \cdot x$$

Pour $x = 0$ $v(x = 0) = R_A = 27.86 \text{ KN}$

Pour $x = 2.4$ $v(x = 2.4) = 27.86 - 15.31 \times 2.4 = -8.88 \text{ KN}$



➤ **Tronçon II:**

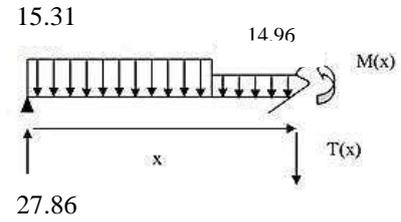
$$2.4\text{m} \leq x \leq 3.65\text{m}$$

$$V(x) = R_A - q_u^v x - q_u^p (x - 2.4)$$

$$\text{Pour } x = 2.4\text{m} \quad V(x) = 27.86 - 2.4 \times 15.31 - 10.805 (2.4 - 2.4) = -8.88 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x = 3.65\text{m} \quad V(x) = 27.86 - 2.4 \times 15.31 - 10.805 (3.65 - 2.4) = -22.39 \text{ KN}$$

$$V^{max} = 27.86 \text{ KN}$$



2. Moment fléchissant :

➤ **Tronçon I :**

$$0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$$

$$M(x) = R_A x - q_u^v \frac{x^2}{2}$$

$$\text{Pour } x = 0 \quad M(x = 0) = 0 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x = 2.4 \quad M(x = 2.4) = 27.86 \times 2.4 - 15.31 \frac{2.4^2}{2} = 22.77 \text{ KN}$$

➤ **Tronçon II :**

$$2.4\text{m} \leq x \leq 3.65\text{m}$$

$$V(x) = R_A x - 2.4 \left(x - \frac{2.4}{2}\right) q_u^v - \frac{(x-2.4)^2}{2} q_u^p$$

$$\text{Pour } x = 2.4\text{m}$$

$$V(x = 2.4) = 27.86 \times 2.4 - 2.4 \left(2.4 - \frac{2.4}{2}\right) 15.31 - \frac{(2.4-2.4)^2}{2} 14.96 = 22.77 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x = 3.65\text{m}$$

$$V(x) = 27.86 \times 3.65 - 2.4 \left(3.65 - \frac{2.4}{2}\right) 15.31 - \frac{(3.65-2.4)^2}{2} 14.96 = 0$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow V = 0$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{d(R_A x - q_u^v \frac{x^2}{2})}{dx} = R_A - q_u^v x = 0$$

$$\frac{d(26.01 \times x - 14.5 \times \frac{x^2}{2})}{dx} = 26.01 - 14.5x = 0$$

$$X = \frac{27.86}{15.31} = 1.81 \text{ m}$$

$$X = 1.79 \text{ m} \Rightarrow M(x=0) = 27.86 \times 1.81 - 15.31 \times \frac{1.81^2}{2} = 25.34 \text{ KN.m.}$$

$$M^{max} = 25.34 \text{ KN .m}$$

3. moment en travée :

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 25.34$$

$$M_t = 21.54 \text{ KN .m}$$

4. moment sur appuis :

$$M_a = 0.5 M_0 = 0.5 \times 25.34$$

$$M_a = 12.67 \text{ KN .m}$$

▪ ELS

1) Effort tranchant :

➤ Tronçon I :

$$0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$$

$$V(x) = R_A - q_u \cdot x$$

$$\text{Pour } x = 0 \quad v(x = 0) = R_A = 19.21 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x = 2.4 \quad v(x = 2.4) = 19.21 - 11.07 \times 2.4 = \dots$$

➤ Tronçon II :

$$2.4 \text{ m} \leq x \leq 3.65 \text{ m}$$

$$V(x) = R_A - q_u \cdot x - q_u \cdot p (x - 2.4)$$

$$\text{Pour } x = 2.4 \text{ m} \quad V(x) = 19.21 - 2.4 \times 11.07 - 10.805 (2.4 - 2.4) = - 7.31 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x = 3.65 \text{ m} \quad V(x) = 19.21 - 2.4 \times 11.07 - 10.805 (3.65 - 2.4) = - 20.86 \text{ KN}$$

$$V^{max} = 27.86 \text{ KN}$$

2) moment fléchissant :

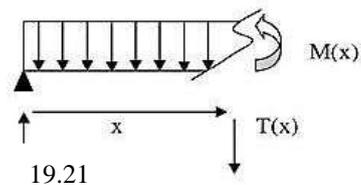
➤ Tronçon I :

$$0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$$

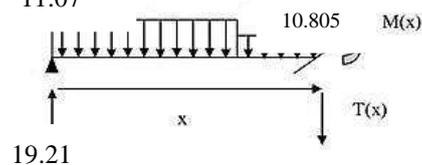
$$M(x) = R_A x - q_u \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\text{Pour } x = 0 \quad M(x = 0) = 0 \text{ KN}$$

11.07



11.07



Pour $x = 2.4$ $M(x = 2.4) = 19.21 \times 2.4 - 11.07 \frac{2.4^2}{2} = 14.22 \text{ KN}$

➤ **Tronçon II :**

$2.4\text{m} \leq x \leq 3.65\text{m}$

$$M(x) = R_A x - 2.4 \left(x - \frac{2.4}{2}\right) q_u^v - \frac{(x-2.4)^2}{2} q_u^p$$

Pour $x = 2.4\text{m}$

$$M(x = 2.4) = 19.21 \times 2.4 - 2.4 \left(2.4 - \frac{2.4}{2}\right) 11.07 - \frac{(2.4-2.4)^2}{2} 10.805 = 14.22 \text{ KN}$$

Pour $x = 3.65\text{m}$

$$M(x) = 19.21 \times 3.65 - 2.4 \left(3.65 - \frac{2.4}{2}\right) 11.07 - \frac{(3.65-2.4)^2}{2} 10.805 = 0$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow V = 0$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow \frac{d(R_A X - q_u^v x - \frac{q_u^p x^2}{2})}{dX} = R_A - q_u^v x = 0$$

$$= \frac{d(18.75 \times x - 10.46 \times \frac{x^2}{2})}{dX} = 18.75 - 10.46 x = 0$$

$$X = \frac{18.75}{10.46} = 1.79 \text{ m}$$

$$X = 1.79 \text{ m} \Rightarrow M(x=0) = 19.21 \times 1.79 - 11.07 \times \frac{1.79^2}{2} = 16.66 \text{ KN.m.}$$

$$M^{max} = 16.66 \text{ KN .m}$$

3) moment en travée :

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 16.66$$

$$M_t = 14.16 \text{ KN .m}$$

4) moment sur appuis :

$$M_a = 0.5 M_0 = 0.5 \times 16.66$$

$$M_a = 8.33 \text{ KN .m}$$

Tableau III.2 : calculs des sollicitations du escalier

| Désignation | M_0 (KN .m) | $M_a=0.5M_0$ | $M_t=0.85M_0$ | V_u (KN) |
|-------------|---------------|--------------|---------------|------------|
| ELU | 25.34 | 12.67 | 21.54 | 27.86 |
| ELS | 16.66 | 8.33 | 14.16 | -- |

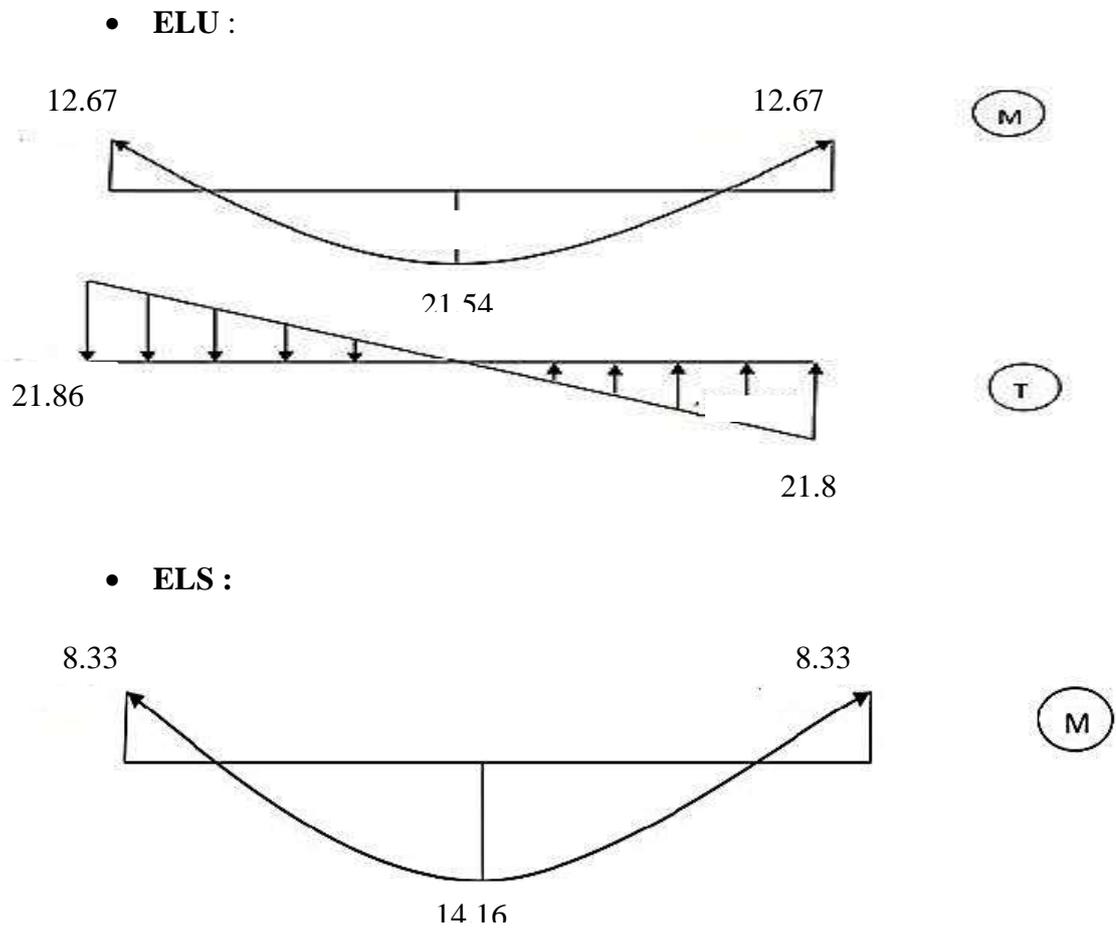
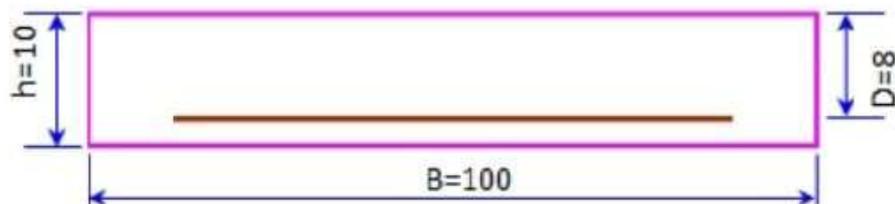


Figure III.6 : diagramme des moments et des efforts tranchants

III.3.6 ferrailage :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple. Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur. Pour simplifier les calculs on prend $e = 15$ cm.



- **ELU :**
- **En travée :**

$$M_t = 21.54 \text{ KN.m}$$

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPA}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{21.54 \times 10^6}{1000 \times (135)^2 \times 14.17} = 0.083$$

$$\mu_{bu} = 0.073 \leq \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.073 \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow \mathbf{A' = 0}$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.083}) = 0.11$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha_u) = 135 (1 - 0.4 \times 0.11) = 129.06 \text{ mm}$$

▪ **Section des armatures :**

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{21.54 \times 10^6}{129.06 \times \frac{400}{1.15}} = 479.83 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 4.79 \text{ cm}^2$$

▪ **Condition de non fragilité (BAEL91ART.4.2.1) [3]**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPA}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{min} ; A_{calcul}) = \max (1.6 ; 4.97) = 4.97 \text{ cm}^2$$

On prend ; 5HA12 = 5.65 cm²

▪ **Espacement maximale :**

$$S_t \leq \text{Min} (3h ; 33\text{cm}) = \text{min} (3 \times 15 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} \leq 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifié.}$$

▪ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA8 = 2.01 cm²

▪ **Espacement maximale :**

$$S_t \leq \text{Min} (4h ; 45\text{cm}) = \text{min} (4 \times 15 ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} \leq 45\text{cm}$$

condition vérifié.

➤ **Sur appuis :**

$$M_a = 12.67 \text{ KN.m}$$

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPA}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 15 = 13.5\text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.67 \times 10^6}{1000 \times (135)^2 \times 14.17} = 0.049$$

$$\mu_{bu} = 0.049 \leq \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.049 \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow \mathbf{A}' = \mathbf{0}$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.049}) = 0.063$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha_u) = 135 (1 - 0.4 \times 0.063) = 131.59\text{mm}$$

$$Z = 131.59 \text{ mm}$$

▪ **Section des armatures :**

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{12.67 \times 10^6}{131.59 \times \frac{400}{1.15}} = 276.81 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2.76 \text{ cm}^2.$$

▪ **Condition de non frigidité :**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPA}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{min} ; A_{calcul}) = \max (1.6 ; 2.53) = 2.76 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On prend ; } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2.$$

▪ **Espacement maximale :**

$$S_t \leq \text{Min} (3h ; 33\text{cm}) = \min (3 \times 15 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ **condition vérifié.**

▪ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

On prend : 3HA8 = 1.51 cm².

▪ **Espacement maximale :**

$$S_t \leq \text{Min} (4h ; 45\text{cm}) = \text{min} (4 \times 15 ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$S_t = 33 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$ **condition vérifié.**

Tableau III.3 : ferrailage de l'escalier

| Section | M_u (KN.m) | b (cm) | d (cm) | μ_{bu} | α | Z (mm) | A_s (cm ²) | A_{min} (cm ²) | A_{adopt} (cm ²) |
|---------|--------------|--------|--------|------------|----------|--------|--------------------------|------------------------------|--------------------------------|
| Travée | 21.54 | 100 | 13.5 | 0.083 | 0.11 | 129.06 | 4.49 | 1.63 | 5HA12 = 5.65. |
| Appuis | 12.67 | 100 | 13.5 | 0.049 | 0.063 | 131.59 | 2.76 | 1.63 | 4HA10 = 3.14. |

III.3.7 Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91.A.5.1, 1)

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{27.86 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.21 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.21 \text{ MPA}$$

✓ **Fissuration peu nuisible**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPA} \right\} = \min \{ 3.33 ; 5 \}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.21 \leq \bar{\tau}_u = 3.33$$

Pas de risque de rupture par cisaillement

III.3.8 Vérification de l'état limite de compression :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{serxy}}{I}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

➤ **en travée :**

$$M_t = 14.16 \text{ KN.m}$$

▪ **position de l'axe neutre :**

$$\frac{1}{2}by^2 + \eta(y-d)A'_s - \eta(d-y)A_s = 0$$

$$\eta = 15 \quad ; A'_s = 0 \quad ; A_s = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15(13.5 - y) \times 5.65 = 0$$

$$y = 4.01 \text{ cm}$$

▪ **moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d-y)^2A_s + \eta(y-d)A'_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 4.01^3 + 15(13.5 - 4.01)^2 \times 5.65$$

$$I = 9781.97 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser \times y}}{I} = \frac{14.16 \times 10^6 \times 40.1}{9781.97 \times 10^4} = 5.80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.80 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **sur appuis :**

$$M_a = 8.33 \text{ KN.m}$$

▪ **position de l'axe neutre :**

$$\frac{1}{2}by^2 + \eta(y-d)A'_s - \eta(d-y)A_s = 0$$

$$\eta = 15 \quad ; A'_s = 0 \quad ; A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15(13.5 - y) \times 3.14 = 0$$

$$y = 3.13 \text{ cm}$$

▪ **moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta(d-y)^2A_s + \eta(y-d)A'_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 3.13^3 + 15 (13.5 - 3.13)^2 \times 3.14$$

$$I = 6087.13 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{8.33 \times 10^6 \times 40.1}{6087.13 \times 10^4} = 5.48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.48 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Tableau III.45 : vérification de L'ELS des escaliers

| Section | M (KN .m) | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ_{bc} (PMA) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (PMA) | observation |
|---------|-----------|--------|----------------------|---------------------|---------------------------|-------------|
| Travée | 14.16 | 4.01 | 9781.97 | 5.80 | 15 | vérifier |
| Appuis | 8.33 | 3.13 | 687.130 | 5.48 | 15 | vérifier |

III.3.9 Vérification de la flèche :(BAEL B.6.5.11)[3]

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{3.7} = 0.0405 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad C.N.V \\ \frac{0.15}{3.7} = 0.0405 \geq \frac{14.28}{10 \times 16.80} = 0.085 \quad C.N.V \\ \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 0.004 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad C.V \end{array} \right.$$

Deux condition ne sont pas vérifiées .donc il est nécessaire de calculer de flèche.

1. Calcul de la flèche par la méthode d'inertie fissurée

Il faut que

$$f = \frac{M_t}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = 0.05 \text{ cm} + \frac{L}{1000} \text{ (BAEL B.6.5.2, B.6.5.3) [3]}$$

Avec :

I_{fi} = L'inertie fissurée

E_i = Module instantané de béton ($E_i = 32164.2 \text{ MPa}$)

Cette flèche ne doit pas dépasser L/500.

$$y = 4.01 \text{ cm} \quad ; I = 9781.97 \text{ cm}^4 \quad ; d = 13.5 \text{ cm} \quad ; A_s = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

2. Calcul le moment d'entier de la section homogène « I_0 » :

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

$$V = \left[\frac{bh^2}{2} + 15 A_s d \right] / [bd + 15 A_s]$$

$$V = \frac{\frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 13.5}{100 \times 13.5 + 15 \times 5.65} = 8.638 \text{ cm}$$

$$V = 8.638 \text{ cm.}$$

$$I_0 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 100 \times 15 \left[\frac{15}{2} - 8.64 \right]^2 + 15 \times 5.65 (13.5 - 8.64)^2$$

$$I_0 = 32076.16 \text{ cm}^4.$$

3. Calcul des coefficients :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} ; \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 0.0042 \Rightarrow \rho = 0.0042$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.0042} = 5 \Rightarrow \lambda_i = 5$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times 5 = 2 \Rightarrow \lambda_v = 2$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa} \Rightarrow E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{1}{2} E_i$$

$$E_v = \frac{1}{2} \times 32164.2 = 10721.4 \text{ MPa} \Rightarrow E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

4. La flèche due à l'ensemble des charges permanent :

La combinaison : $q = G$

-Palier : $q_p = 8.305 \text{ KN / ml}$

-paillasse (volée) : $q_v = 8.57 \text{ KN / ml}$

- la charge équivalente :

$$q_{eq} = \frac{q_v \times L_1 + q_p \times L_2}{L_1 + L_2} = \frac{8.57 \times 2.4 + 8.305 \times 1.25}{2.4 + 1.25} = 8.48 \text{ KN / ml}$$

5. Calcul des moments et contraint :

$$M_S = 0.5 M_0 = 0.85 \frac{q_{eq} \times l^2}{8}$$

$$M_s = 0.85 \frac{8.48 \times 3.65^2}{8} = 14.12 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad \Rightarrow M_s = 14.12 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d-y)}{I}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times 14.12 \times 10^6 (135 - 40.1)}{9781.97 \times 10^4} = 205.4 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \sigma_s = 205.48 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \right]$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0042 \times 205.48 + 2.1} \right] = 0.66 \Rightarrow \mu = 0.66$$

$$I_f = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda \mu}$$

$$I = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda \mu} = \frac{1.1 \times 32076.15}{1 + 5 \times 0.66} = 8205.53 \text{ cm}^4.$$

$$f = \frac{14.16}{10 \times 32164.2 \times 17211.59} = 0.0025 \leq \bar{f} = 0.05 \text{ cm} + \frac{240}{1000} = 0.29 \text{ cm}$$

$f = 0.0026 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.29 \text{ cm}$. Donc la flèche est vérifiée.

III.3.10 Etude de la poutre palière :

La poutre palière c'est la poutre qui supporte la paillasse d'escalier.

a) Dimensionnement Moment de Torsion :

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier.

On a: $L = 2.82 \text{ m}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 18.8 \leq h \leq 28.2 \Rightarrow h = 30 \text{ cm}$$

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \Rightarrow 9 \leq b \leq 21 \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Exigences De **RPA99/ 2003 (Art 7.5.1)**

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

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 30 \text{ cm} \dots \text{C. V}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 \dots \text{C. V}$$

Donc On adopte $b \times h = (30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm})$

b) Sollicitation de la poutre palière:

▪ Les charges sur la poutre:

$$g_0 = (b \times h) \times l = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{ Kn/m}$$

▪ La charge transmise par l'escalier :

$$\text{ELU: } R_A^u = 27.86 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } R_A^s = 22.77 \text{ KN}$$

• **ELU :**

$$Q_u = 1.35 (g_0) + R_A^u = 1.35 (2.25) + 27.86 = 30.89 \text{ kn/m}$$

$$M_u^t = \frac{q l^2}{24} = \frac{30.89 \times 2.82^2}{24} = 10.23 \text{ Kn.m}$$

$$M_u^a = \frac{q l^2}{12} = \frac{30.89 \times 2.82^2}{12} = 20.47 \text{ Kn.m}$$

$$\tau_u = \frac{q l}{2} = \frac{30.89 \times 2.82}{2} = 43.55 \text{ Kn}$$

▪ **ELS:**

$$q_s = (g_0) + R_A^s = (2.25) + 22.55 = 24.75 \text{ KN/m.}$$

$$M_s^t = \frac{q l^2}{24} = 9.19 \text{ Kn.m}$$

$$M_s^a = 16.40 \text{ Kn.m}$$

Calcul de la section à la flexion simple

On a: $b = 30 \text{ Cm}$; $h = 30 \text{ Cm}$; $d = 28 \text{ Cm}$

On Résume les calculs de ferrailage dans le tableau ci-après:

Tableau III.5: tableau récapitulatif de ferrailage de la poutre palière:

| | M(KN) | μ | α | Z(Cm) | As(Cm ²) | A _{min} (Cm ²) | A _{max} (Cm ²) |
|---------------|-------|-------|----------|-------|----------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| Travée | 10.23 | 0.03 | 0.038 | 27.57 | 1.06 | 1.01 | 1.06 |
| Appui | 20.47 | 0.06 | 0.077 | 27.14 | 2.16 | 1.01 | 2.16 |

C) Contraint de cisaillement en flexion simple:

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \Rightarrow \tau_u = \frac{43.55}{300 \times 280} = 0.52 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.52 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots cv$$

Donc: pas de risque de rupture par cisaillement.

D) Calcul à la torsion:

1. Moment de torsion :

Le Moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée du palier.

$$M_{tor} = -Ma \times \frac{c}{2} = -12.67 \times \frac{2.82}{2} = -17.86 \text{ KN.m}$$

2. Contrainte de cisaillement en torsion :

$$\tau^{Tor} = \frac{M_{tor}}{2\Omega e}$$

Avec:

$$e : \text{épaisseur de la paroi} = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega: \text{air du contour tracé à mi hauteur } \Omega = [(b - e) \times (h - e)] = 625 \text{ cm}^2$$

$$U = \text{périmètre de la section } U = 2[(b - 2) + (h - e)] = 100 \text{ cm}$$

$$\tau^{\text{Tor}} = \frac{16.44}{2 \times 625 \times 5} = 2.63 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \text{cv}$$

3. Ferrailage longitudinal:

$$A_l^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} \times u \times \gamma_s}{2 \Omega \times f_e} = \frac{16.44 \times 100 \times 1.15}{2 \times 625 \times 400} = 3.78 \text{ cm}^2$$

4. Ferrailage transversales:

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$

▪ Flexion simple :

$$A_{t1} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 400 \times 150}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{t2} \geq \frac{b \times S_t (\tau_u - 0.3f + 28)}{0.9f_e} = \frac{300 \times 150 (0.49 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400} = -0.175 \text{ cm}^2$$

$$.A_{t2} \leq 0.45 \Rightarrow A_t = 0.45 \text{ cm}^2$$

▪ Torsion :

$$A_t^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} \times S_t}{2 \Omega \times f_e} = \frac{16.44 \times 150}{2 \times 625 \times 400} = 0.5 \text{ cm}^2$$

f) Ferrailage globale:

• Ferrailage longitudinal:

En travée :

$$A_{\text{tot}} = \begin{cases} A_t^{\text{Fs}} + \frac{A_l^{\text{tor}}}{2} = 1.25 + \frac{3.78}{2} = 4.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2 \\ A_c = \frac{A_l^{\text{tor}}}{2} = \frac{3.78}{2} = 1.89 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

En appuis :

$$A_{\text{tot}} = \begin{cases} A_t^{\text{Fs}} + \frac{A_l^{\text{tor}}}{2} = 2.25 + \frac{3.78}{2} = 4.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3T14 = 4.62 \text{ cm}^2 \\ A_c = \frac{A_l^{\text{tor}}}{2} = \frac{3.78}{2} = 1.89 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

• Ferrailage transversal:

$$A_{\text{tot}} = A_t^{\text{Fs}} + A_l^{\text{tor}} = 0.45 + 0.5 = 0.95 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

• Les vérifications nécessaires:

Vérifications des conditions du RPA des armatures longitudinales (art 7.5. 2.1):

$$\begin{cases} A_{\text{min}} = 0.5\% \times B = 4.5 \text{ cm}^2 \\ A_{\text{max}} = 4\% \times B = 36 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_{\text{min}} \leq A_l^{\text{tor}} = 10.65 \text{ cm}^2 \leq A_{\text{max}} \dots \text{cv}$$

g) Vérification à L'ELS :

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

On résume les calculs dans le tableau ci- après:

Tableau III.6 : vérification des contraintes à L' ELS

| | M(KN.m). | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | Observation |
|---------------|----------|--------|----------------------|---------------------|---------------------------|-------------|
| Travée | 9.19 | 3.23 | 21359,189 | 1,24 | 15 | CV |
| Appuis | 16.40 | 4.89 | 38372,967 | 1,53 | 15 | CV |

h) Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} = M_t = 0,85M_0 \Rightarrow \frac{30}{290} = 0,10 \geq \frac{0,85}{10} = 0,085 \quad CV \\ \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,51}{280} = 0,005 \leq 0,0105 \quad CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{290} = 0,10 \geq \frac{1}{16} = 0,625 \quad CV \end{array} \right.$$

III.3.11 Schéma de ferrailage

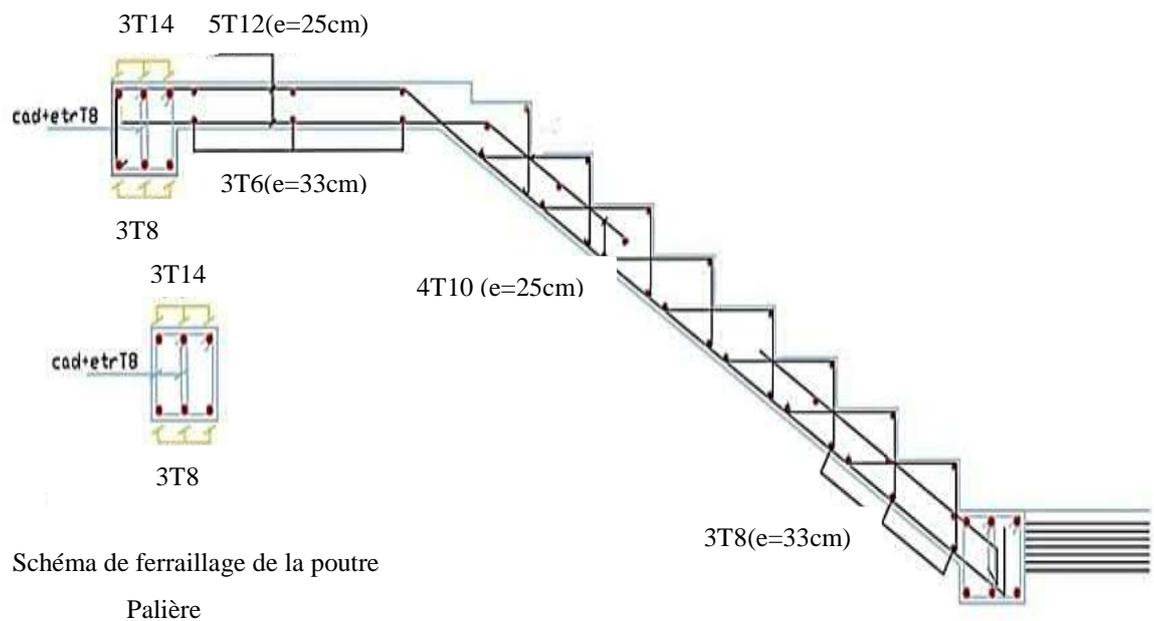


Figure III.7: schéma de ferrailage global

III.4 Plancher :

III.4.1 définition :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- Plancher à corps creux
- Plancher à dalle pleine
- Plancher champignons et /ou plancher dalle.

III.4.2 Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué d'éléments porteurs (poutrelle) et éléments de remplissage (corps creux) de dimensions (16× 20× 60) cm³, le tout sur monté d'une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

III.4.3 Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre Continue semi encastrée aux poutres de rives.

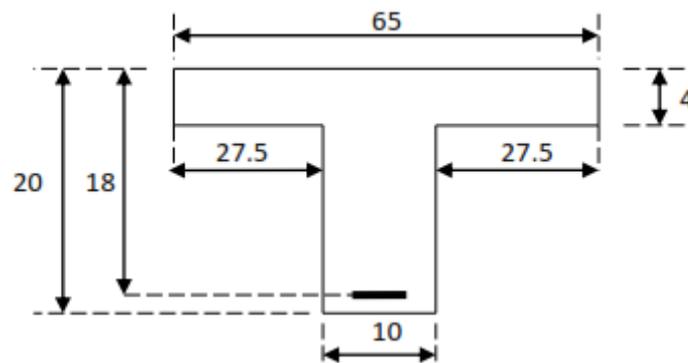


Figure III.8 : Schéma d'une poutrelle.

III.4.4 La dalle mince (table de compression) : (BAEL B.6.8, 423) [3] :

La table de compression 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

$$A_{\perp} = 0.02l \frac{200}{f_e} = \frac{4l}{f_e} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2 / ml$$

On adapte 5Ø5 = 0.98 cm² avec un espacement : S_t=20cm.

Armature parallèle aux poutrelles

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{\parallel} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte : $5\text{Ø}5 = 0,98\text{cm}^2$,

Avec un espacement : $S_t = 20\text{cm}$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (T.S.H.A500) de dimension $(5 \times 5 \times 200 \times 200)$.

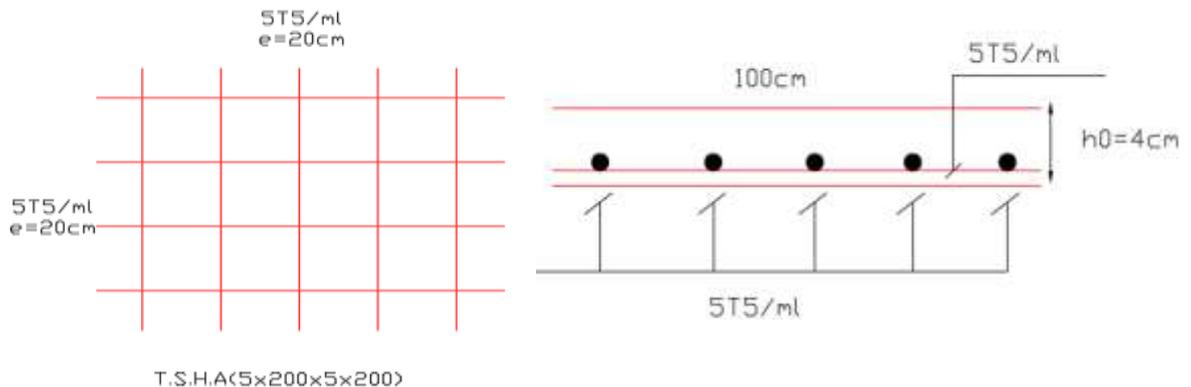


Figure III.9 : Ferrailage de la dalle de compression

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de ce dernier, la poutrelle est considérée comme étant en T reposant sur plusieurs appuis intermédiaires encastrés à ses deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression ainsi que les surcharges revenant au plancher.

III.4.5 Evaluation des charges appliquées à chaque nervure :

a) Plancher terrasse : (terrasse inaccessible) :

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

$$G_{terrasse} = 6330 \times 0.65 = 4114.5 \text{ N/ml.}$$

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

b) Plancher étage courant :

$$G_{étagecourant} = 5380 \text{ N/m}^2.$$

$$Q_{étagecourant} = 1500 \text{ N/m}^2.$$

$$g = G \cdot 0.65 = 5380 \times 0.65 = 3497 \text{ N/ml.}$$

$$q = Q \cdot 0.65 = 1500 \times 0.65 = 975 \text{ N/ml.}$$

III.4.6 Les combinaisons d'action :

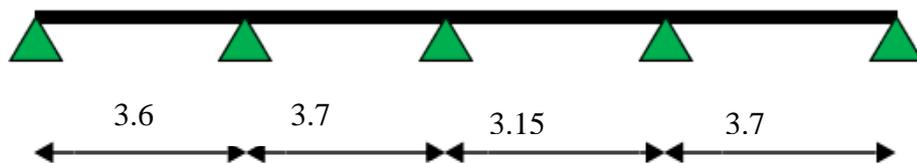
- **E.L.U** : $P_u = 1,35G + 1,5Q$.
- **E.L.S** : $P_{ser} = g + q$

Tableau.III.8: Les combinaisons d'action.

| Désignation | Terrasse inaccessible | Étage courant |
|-------------|-----------------------|---------------|
| ELU | 6529.57 | 6183.45 |
| ELS | 4764.5 | 4472 |

1. Différents types de poutrelles :

- ✓ **Plancher étage courant :**
- ✓ **Type1 :** poutrelle sur 5 appuis a 4 travées



- ✓ **Type2 :** poutrelle sur 3 appuis a 2 travées



III.4.7 Choix de la méthode de calcul :

Selon le cas étudié on distingue :

III.4.7.1 Méthode forfaitaire : **BAEL** (Annexe E1) [3]

a. Conditions d'application :

- ✓ 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 : $Q \leq \min(2G ; 5\text{KN/m}^2)$.
- ✓ 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 nuisible.

b. Principe de la méthode :

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la « travée de comparaison »

M_e et M_w : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite dans la travée considérée ;

M_t : Le montant maximal en travée dans la travée considérée ;

α : Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Moment appuis :

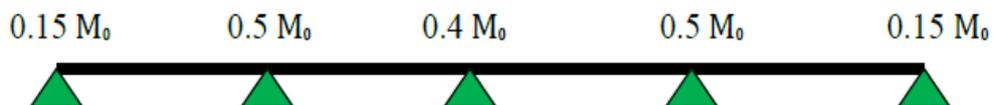
✓ **Sur les Appuis de rive** : les moments sont nuls cependant on les ferraille (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale : $(-0,15M_0)$.

✓ **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.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

1. Moment en Travées :

Les valeurs des moments M_t , M_e et M_w doivent vérifier les conditions suivantes :

$$a. \quad M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3\alpha)M_0 \\ 1.05M_0 \end{array} \right. \quad \text{dans le cas général}$$

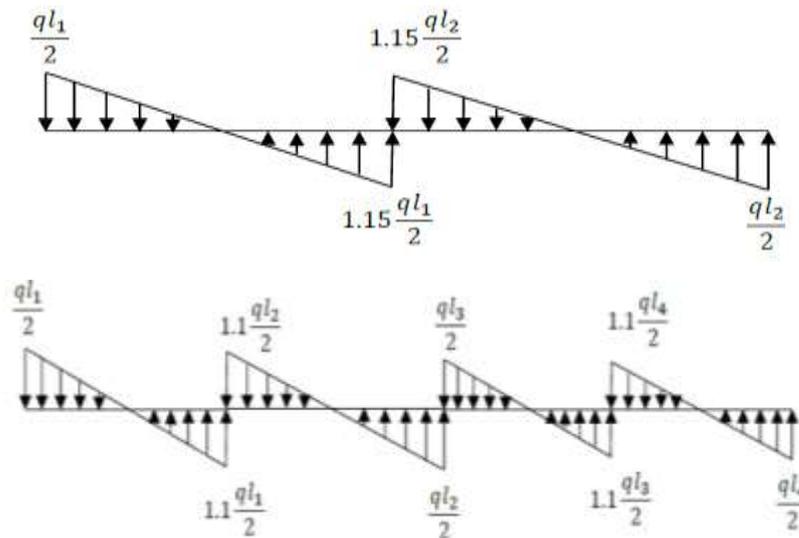
- b. $M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} M_0$ dans le cas d'une travée de rive
2. $M_t \geq \frac{(1+0.3\alpha)}{2} M_0$ dans le cas d'une travée intermédiaire

3. 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 confondus 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 : $V_u = \frac{V_{U0} (\text{isostatique}) + (M_i - M_{i-1})}{L_i}$



3. Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

➤ Condition 1 :

$$Q \leq \min(2G ; 5) \text{ KN / m}^2.$$

- ✓ Plancher terrasse inaccessible : $G = 6.33 \text{ KN / m}^2$

$$Q = 1.00 \text{ KN / m}^2 \Rightarrow 1.00 \leq \min(2 \times 6.33 ; 5) \text{ KN / m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

- ✓ Plancher étage courant : $G = 5.38 \text{ KN / m}^2$

$$Q = 1.5 \text{ KN / m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 5.38 ; 5) \text{ KN / m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

➤ Condition 2 :

Les moments d'inerties elles sont constantes.

➤ **Condition 3 :**

La fissuration est peut préjudiciable

➤ **Condition 4 :**

Le rapport $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$:

Type 1 :

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3.6}{3.7} = 0.97 \quad \text{Condition vérifier}$$

$$\frac{L_2}{L_3} = \frac{3.7}{3.15} = 1.17 \quad \text{Condition vérifier}$$

$$\frac{L_3}{L_4} = \frac{3.15}{3.7} = 0.85 \quad \text{Condition vérifier}$$

Type 2 :

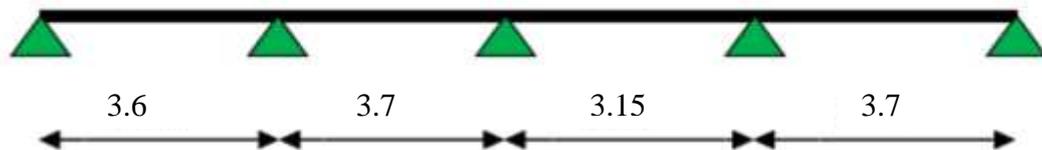
$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3.6}{3.7} = 0.76 \quad \text{Condition vérifier.}$$

Etant donné que les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites, nous allons procéder aux calculs des sollicitations.

4. Détermination des sollicitations :

a) Plancher terrasse :

➤ **Type 1 :**



• **E.L.U :**

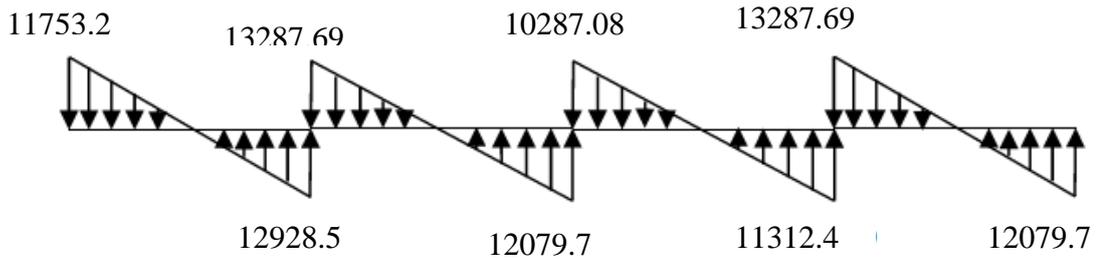
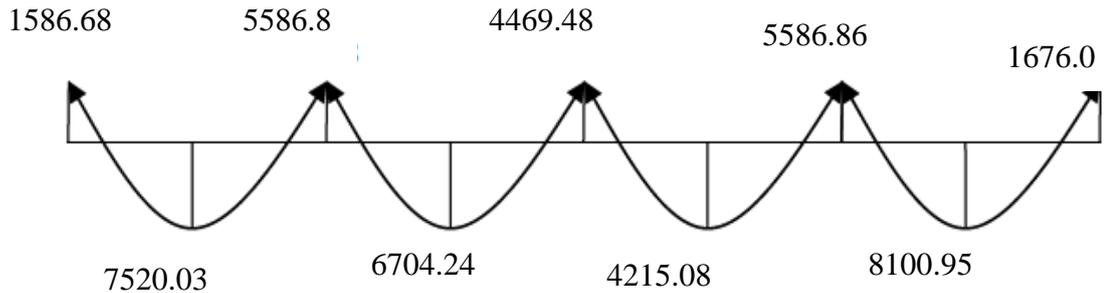
| Travée | L (m) | P _u (N/ml) | M ₀ (N.m) | M _g (N.m) | M _d (N.m) | M _T (N.m) | T _g (N.m) | T _d (N.m) |
|----------|-------|-----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| Travée 1 | 3.6 | 6529.57 | 10577.90 | 1586.68 | 5586.86 | 7520.03 | 11753.24 | 12928.56 |
| Travée 2 | 3.7 | 6529.57 | 11173.72 | 5586.86 | 4469.48 | 6704.241 | 13287.69 | 12079.71 |

| | | | | | | | | |
|-----------------|------|---------|----------|---------|---------|---------|----------|----------|
| Travée 3 | 3.15 | 6529.57 | 8098.70 | 4469.48 | 5586.86 | 4215.08 | 10284.08 | 11312.49 |
| Travée 4 | 3.7 | 6529.57 | 11173.72 | 5586.86 | 1676.05 | 8100.95 | 13287.69 | 12079.71 |

• 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) | T _g (N.m) | T _d (N.m) |
|----------|------|-----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| Travée 1 | 3.6 | 4764.5 | 7718.49 | 1157.77 | 4076.62 | 5487.22 | 8576.1 | 9433.71 |
| Travée 2 | 3.7 | 4764.5 | 8153.25 | 4076.62 | 3261.3 | 4891.95 | 9695.76 | 8814.325 |
| Travée 3 | 3.15 | 4764.5 | 5909.46 | 3261.3 | 4076.62 | 3075.66 | 7504.09 | 8254.496 |
| Travée 4 | 3.7 | 4764.5 | 8153.25 | 4076.62 | 1222.98 | 5911.11 | 9695.76 | 8814.325 |

• ELU :



E.L.S :

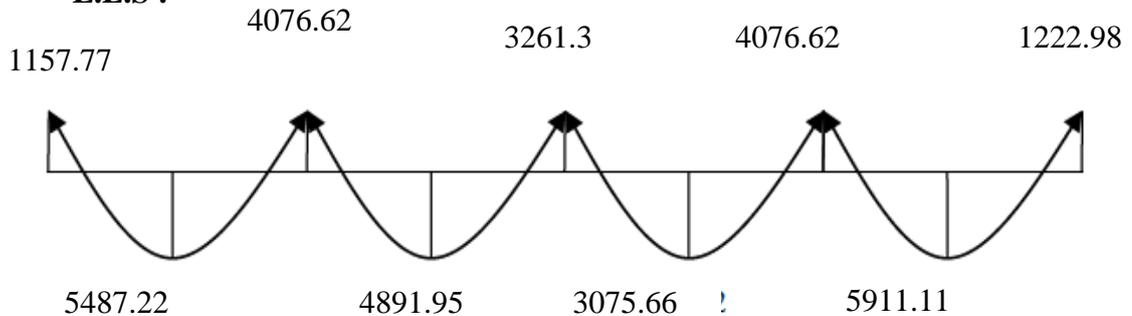
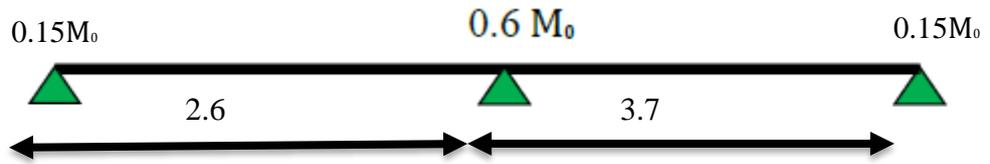


Figure.III.10: Evaluation des moments et efforts tranchants type 01.

Type 02 :



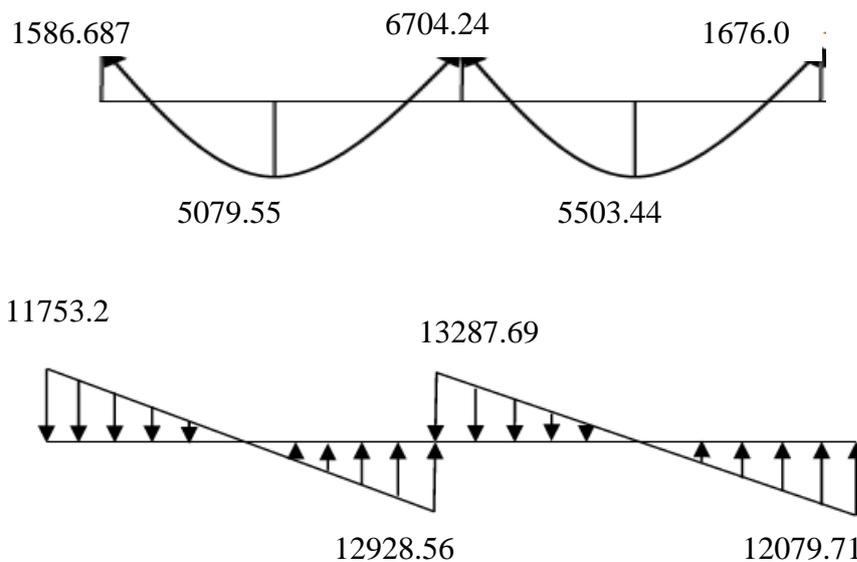
• E.L.U :

| 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.m) | T_d (N.m) |
|----------|-------|--------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Travée 1 | 3.6 | 6529.57 | 10577.91 | 1586.687 | 6704.24 | 6961.34 | 11753.24 | 12928.56 |
| Travée 2 | 3.7 | 6529.57 | 11173.74 | 6704.241 | 1676.0603 | 7542.49 | 13287.69 | 12079.71 |

• ELS :

| Travée | L (m) | P_s (N/ml) | M_0 (N.m) | M_g (N.m) | M_d (N.m) | M_t (N.m) | T_g (N.m) | T_d (N.m) |
|---------|-------|--------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Traveé1 | 3.6 | 4765 | 7718.5 | 1157.8 | 4892 | 5079.55 | 8576.1 | 9433.71 |
| Traveé2 | 3.7 | 4765 | 8153.3 | 4892 | 1223 | 5503.44 | 9695.76 | 8814.32 |

▪ E.L.U :



• ELS :

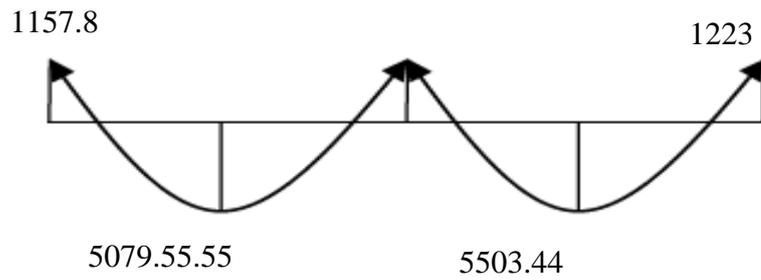
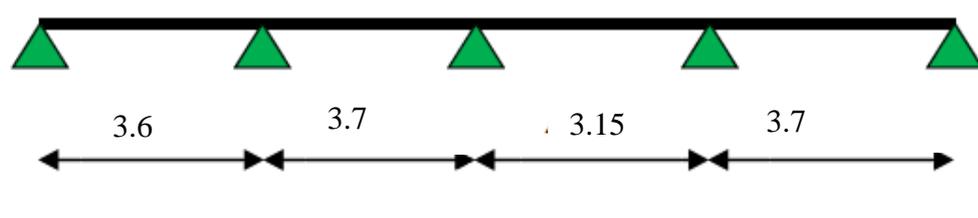


Figure III.11: Evaluation des moments et efforts tranchants type 02

c. Plancher étage courant :

Type1



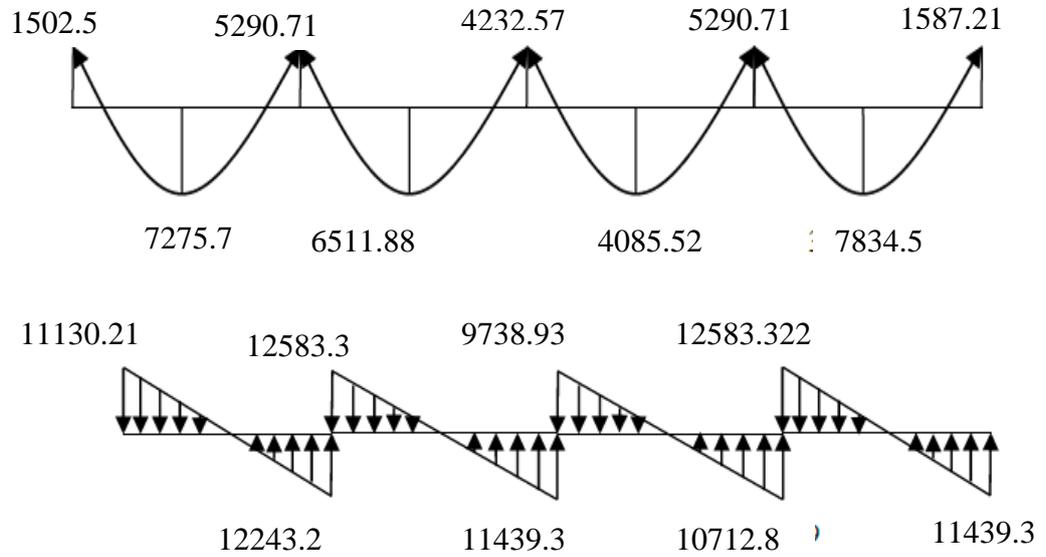
ELU

| 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.m) | T_d (N.m) |
|----------|------|-----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| Travée 1 | 3.6 | 6183.45 | 10017.19 | 1502.57 | 5290.714 | 7275.73 | 11130.21 | 12243.23 |
| Travée 2 | 3.7 | 6183.45 | 10581.43 | 5290.71 | 4232.57 | 6511.88 | 12583.32 | 11439.38 |
| Travée 3 | 3.15 | 6183.45 | 7669.41 | 4232.57 | 5290.71 | 4085.52 | 9738.93 | 10712.83 |
| Travée 4 | 3.7 | 6183.45 | 10581.43 | 5290.71 | 1587.21 | 7834.56 | 12583.32 | 11439.38 |

ELS

| Travée | L(m) | P_s (N/ml) | M_0 (N.m) | M_g (N.m) | M_d (N.m) | M_t (N.m) | T_g (N.m) | T_d (N.m) |
|---------|------|-----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| Travée1 | 3.6 | 4472 | 7244.6 | 1086.7 | 3826.4 | 5261.96 | 8049.6 | 8854.56 |
| Travée2 | 3.7 | 4472 | 7652.7 | 3826.4 | 3061.1 | 4709.53 | 9100.5 | 8273.2 |
| Travée3 | 3.15 | 4472 | 5546.7 | 3061.1 | 3826.4 | 2954.73 | 7043.4 | 7747.74 |
| Travée4 | 3.7 | 4472 | 7652.7 | 3826.4 | 1147.9 | 5666.12 | 9100.52 | 8273.2 |

E.L.U :



E.L.S :

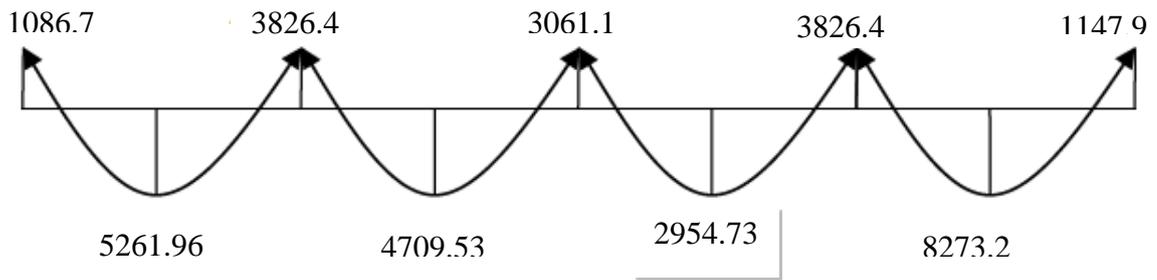
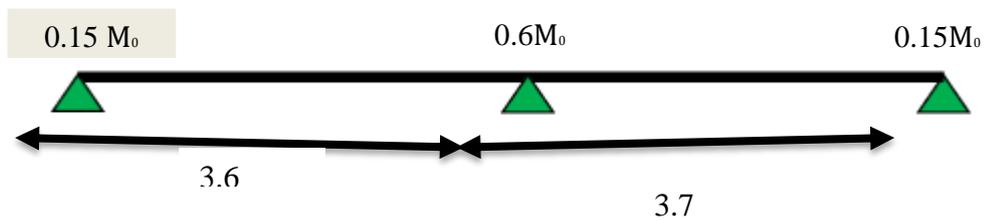


Figure III.12: Evaluation des moments et efforts tranchants type 01.

Type 2



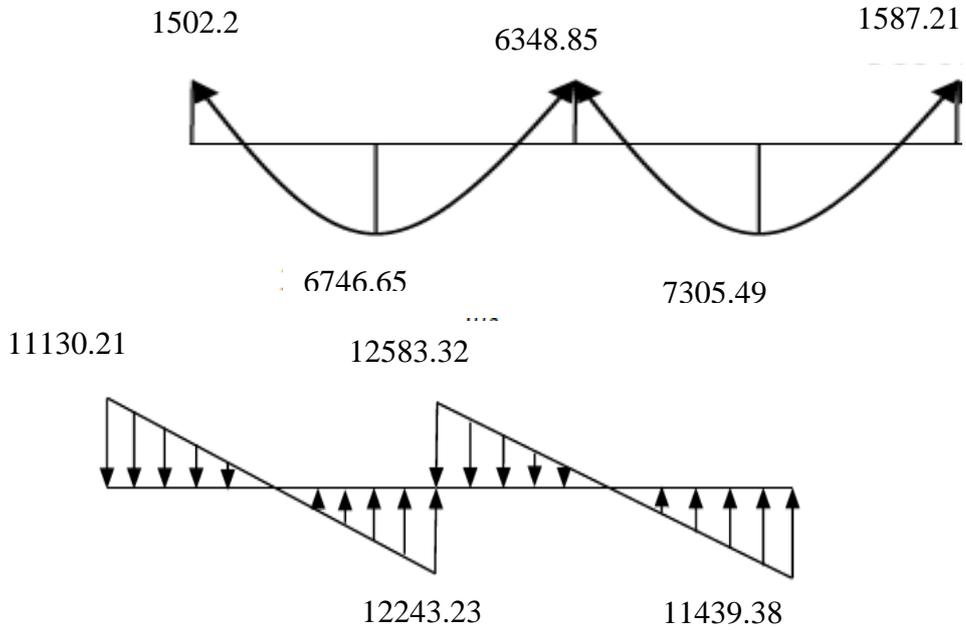
ELU:

| 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.m) | T_d (N.m) |
|----------|-------|--------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Travée 1 | 3.6 | 6183.45 | 10017.19 | 1502.57 | 6348.85 | 6746.65 | 11130.21 | 12243.2 |
| Travée 2 | 3.7 | 6183.45 | 10581.43 | 6348.85 | 1587.21 | 7305.49 | 12583.32 | 11439.3 |

ELS :

| 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.m) | T_d (N.m) |
|---------|-------|--------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Travée1 | 3.6 | 4472 | 7244.6 | 1086.7 | 4591.6 | 4879.33 | 8049.6 | 8854.56 |
| Travée2 | 3.7 | 4472 | 7652.7 | 4591.6 | 1147.9 | 5283.48 | 9100.52 | 8273.2 |

E.L.U :



E.L.S :

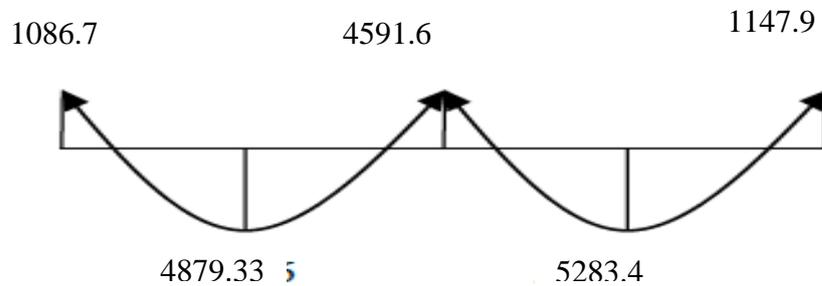


Figure III.13.: Evaluation des moments et efforts tranchants type 02

III.4.8 Ferrailage des poutrelles :

III.4.8.1. Les poutrelles dans la terrasse :

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit en pour une section Té soumise à la flexion simple.

| | $M_{0\ max}$ | $M_{t\ max}$ | $M_{a\ max}$ | T_{MAX} |
|-------|--------------|--------------|--------------|-----------|
| E.L.U | 11173.72 | 8100.95 | 6704.24 | 13287.69 |
| E.L.S | 8153.25 | 5911.11 | 4892 | 9695.76 |

a) **E.L.U:**

i) **En travée :**

Calcul du moment résistant de la section en Té :

$$M_{tu} = F_{bu} \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \Rightarrow M_{tu} = 14.17 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) = 58950 \text{ N.m}$$

$$M_t^{max} = 8100.95 \text{ N.m} < M_{tu} = 58950 \text{ N.m}$$

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

$$d = 0.9h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{F_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{8100950}{14.17 \times 650 \times 180^2} = 0.03$$

$$\mu = 0.03 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu = 0.03 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \mathbf{A}' = \mathbf{0}$$

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

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

$$\mu = 0.03 \Rightarrow \begin{cases} Z = 177.21 \text{ mm} \\ \alpha = 0.0387 \end{cases}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot Z} \Rightarrow A_t = \frac{8100950}{348 \times 177.21} = 1.31 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_t = 1.31 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23b d \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 65 \times 15 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}, A_{\text{cal}}) = \max(1.41 ; 1.31)$$

$$A_s = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

j) **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 $b_0 = 10 \text{ cm}$.

| $M_a \text{ (N.m)}$ | μ | μ_1 | α | $Z \text{ (cm)}$ | $A \text{ (cm}^2\text{)}$ |
|---------------------|-------|---------|----------|------------------|---------------------------|
| 6704.21 | 0.146 | 0.392 | 0.196 | 174.33 | 1.10 |

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 A.5.1, 1)**

On prend la valeur maximale de T_u entre les deux parties

$$\tau_u = \frac{T_u}{d \cdot b_0} \Rightarrow \tau_u = \frac{13287690}{180 \times 100} = 0.738 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est peu préjudiciable, alors : **(BAEL 91 A.5.1, 2.11)**

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.738 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \quad (\text{c.v})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification des armatures longitudinales en partie basses 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.

$$\text{Donc } F_{st} = |T_u| - M_{uz} \text{ avec } z = 0.9d$$

➤ **Vérification de la profondeur minimale d'appui :**

La bielle d'about a une largeur « a » qui vérifie $a \leq 0.9d$

La bielle d'about a une largeur « a » qui vérifie : $a = \min(a ; 0.9d) \Rightarrow a = 16.2 \text{ c}$

➤ **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

$$\text{(théorème de Pythagore) : } \sqrt{2(T_u)^2} = \sqrt{2}T_u$$

La section $= b \times a \times \cos 45^\circ$ donc :

$$T_u \leq 0.26 \times b \times a \times f_{c28} \Rightarrow a \geq \frac{3.75 T_u}{b \cdot f_{c28}}$$

$$A \geq \frac{3.75 \times 13287.69}{100 \times 25} = 1.993 \text{ cm} < 16.2 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{c.v}$$

- Sections minimales d'armatures inférieures sur appui : **(BAEL A.5.1, 312) [3]**

L'équilibre de la bielle est satisfait si: $\Sigma M/B = 0$ donc:

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{F_e} T_u \Rightarrow A_s \geq \frac{1.15}{400} 13287.69 = 0.38 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{c.v.}$$

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)**

$$V' = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0) h_0^2}{2[b_0 + (b - b_0)] h_0} \Rightarrow v' = \frac{10 \times 20^2 + (65 - 10) 4^2}{2[10 + (65 - 10)] 4} = 9.38 \text{ cm}$$

$$V = h - v'$$

$$V = 20 - 9.38 = 10.62 \text{ cm}$$

$$I_{GZ} = b_0 \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{3} - [b_0 + (b - b_0) h_0] v'^2$$

$$I_{GZ} = 10 \frac{20^3}{3} + (65 - 10) \frac{4^3}{3} - [10 + (65 - 10) 4] 10.62^2$$

$$I_{GZ} = 1899.58 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{I_{GZ}}{\left(d - \frac{h_0}{3}\right)v} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{1899.85 \times 10^4}{\left(180 - \frac{100}{3}\right)106.2} \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 0.06 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal :

$$A_p \geq 0.001 \times b \times h$$

En travée :

$$A_p \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.30 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} = 1.3$$

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 : $A = \max (A_{\text{cal}}, A_{\min}, A_p)$

Tableau III.8: Tableau récapitulatif des résultats.

| Désignation | $A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$ | $A_{\min}(\text{cm}^2)$ | $A_p(\text{cm}^2)$ | $A_{\max}(\text{cm}^2)$ | $A_{\text{adp}}(\text{cm}^2)$ |
|-------------|-------------------------------|-------------------------|--------------------|-------------------------|-------------------------------|
| Travée | 1.31 | 1.41 | 1.3 | 1.41 | 2T10=1.57 |
| Appui | 1.10 | 0.06 | 0.20 | 1.10 | 2T10=1.57 |

b) **E.L.S :**

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

1-Détermination de la valeur de « y » :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

2-Moment d'inertie :

$$I = \frac{b y^3}{3} + n A'_s (d - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le Tableau suivant :

Tableau.III.9: Vérification des contraintes à l'ELS.

| | $M_{\text{ser}}(\text{N. m})$ | $A_s(\text{cm}^2)$ | Y (cm) | I(cm ²) | $\sigma_{bc}(\text{MPa})$ | $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$ |
|---------|-------------------------------|--------------------|--------|---------------------|---------------------------|-----------------------------------|
| Travées | 5666.12 | 1.57 | 3.29 | 5867.42 | 3.17 | Vérifiée |
| Appuis | 4591.6 | 1.57 | 7.14 | 3990.79 | 8.21 | vérifiée |

Vérification de la flèche: (BAELB.6.5, 1) [3]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont

Vérfiées (**B.A.E.L.91modifié 99**) :

Avec : $h=0.20$ m et $l=$ m.

$$A_{st} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0.054 < 0.062 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_u} \quad 0.054 < 0.035 \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{A_{sap}}{d.b} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 0.0013 < 0.010 \dots \dots \text{CV}$$

Donc il y'a un risque de la flèche :

Il faut que :

$$\bar{f} = \frac{M_T \times L_0^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000}$$

Avec :

I_{fi} : L'inertie fissurée

E_i : Module instantané de béton ($E_i=32164.2$ MPa)

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_1 \mu} \Rightarrow I_{fi} = 1256.18 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 0.13$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho(2 + 3\frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = 31.83$$

$$f = \frac{5911.11}{10 \times 32164.2 \times 1256.18} = 0.014 < 0.5 + \frac{370}{1000} = 0.87$$

Donc la flèche est vérifiée.

III.9Plancher étage courant :

| | M_{0max} | M_{tmax} | M_{amax} | T_{max} |
|--------------|------------|------------|------------|-----------|
| E.L.U | 10581.43 | 7834.56 | 6348.85 | 12583.32 |
| E.L.S | 7652.7 | 5666.12 | 4591.6 | |

a) E.L.U:**➤ En travée :**

Calcul du moment résistant de la section en Té :

$$M_{tu} = F_{bu} \cdot b \cdot h_0 \cdot (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow M_{tu} = 14.17 \times 65 \times 4 \times (18 - \frac{4}{2}) = 58950 \text{ N.m}$$

$$M_t^{max} = 7834.56 \text{ N.m} < M_{tu} = 58950 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{F_{bu} b d^2} = \frac{7834560}{14.17 \times 650 \times 180^2} = 0.026$$

$$\mu = 0.026 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu = 0.026 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

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

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

$$\mu = 0.026 \Rightarrow \begin{cases} Z = 177.4 \text{ mm} \\ \alpha = 0.036 \end{cases}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s Z} \Rightarrow A_t = \frac{7834560}{348 \times 177.4} = 1.425 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_t = 1.425 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 65 \times 15 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}, A_{\text{cal}}) = \max(1.41 ; 1.425)$$

$$A_s = 1.425 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

➤ **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 $b_0 = 10 \text{ cm}$

| $M_a(\text{N.m})$ | μ | μ_1 | α | $Z(\text{cm})$ | $A(\text{cm}^2)$ |
|-------------------|-------|---------|----------|----------------|------------------|
| 6348.85 | 0.122 | 0.392 | 0.163 | 168.26 | 0.96 |

1. Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 A.5.1, 1)

On prend la valeur maximale de T_u entre les deux parties

$$\tau_u = \frac{T_u}{d \cdot b_0} \Rightarrow \tau_u = \frac{12583320}{180 \times 100} = 0.699 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est peu préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.699 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{c.v.})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

(BAEL 91 A.5.1, 2,11)

2. Vérification des armatures longitudinales en partie basses 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 $F_{st} = |T_u| - \mu_z$ avec $z = 0.9d$

Vérification de la profondeur minimale d'appui :

La bielle d'about à une largeur « a » qui vérifie $a \leq 0.9d$

La bielle d'about a une largeur « a » qui vérifie : $a = \min(a; 0.9d) \Rightarrow a = 16.2 \text{ cm}$

3. 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 :

$$T_u \leq 0.26 \times b \times a \times f_{c28} \Rightarrow a \geq \frac{3.75 T_u}{b \cdot f_{c28}}$$

$$A \geq \frac{3.75 \times 13287.69}{100 \times 25} = 1.993 \text{ cm} < 16.2 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

- Sections minimales d'armatures inférieures sur appui : (BAEL A.5.1, 312) [3]

L'équilibre de la bielle est satisfait si: $\Sigma M/B = 0$ donc:

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} T_u \Rightarrow A_s \geq \frac{1.15}{400} 12583.32 = 0.36 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

4. Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)

$$V' = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0) h_0^2}{2[b_0 + (b - b_0)] h_0} \Rightarrow v' = \frac{10 \times 20^2 + (65 - 10) 4^2}{2[10 + (65 - 10)] 4} = 9.38 \text{ cm}$$

$$V = h - v'$$

$$V = 20 - 9.38 = 10.62 \text{ cm}$$

$$I_{GZ} = b_0 \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{3} - [b_0 + (b - b_0) h_0] v'^2$$

$$I_{GZ} = 10 \frac{20^3}{3} + (65 - 10) \frac{4^3}{3} - [10 + (65 - 10) 4] 10.62^2$$

$$I_{GZ} = 1899.58 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{I_{GZ}}{\left(d - \frac{h_0}{3}\right) v} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{1899.85 \times 10^4}{\left(180 - \frac{100}{3}\right) 106.2} \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 0.06 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal :

$$A_p \geq 0.001 \times b \times h$$

➤ **En travée :**

$$A_p \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.30 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} = 1.3$$

➤ **En appui :**

$$A_p \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.20 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} \geq 0.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A_{\text{cal}}, A_{\min}, A_p)$$

Tableau. III.10: Tableau récapitulatif des résultats

| Désignation | $A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$ | $A_{\min}(\text{cm}^2)$ | $A_p(\text{cm}^2)$ | $A_{\max}(\text{cm}^2)$ | $A_{\text{adp}}(\text{cm}^2)$ |
|---------------|-------------------------------|-------------------------|--------------------|-------------------------|-------------------------------|
| Travée | 1.425 | 1.41 | 1.3 | 1.425 | 2T10=1.57 |
| Appui | 0.36 | 0.06 | 0.20 | 0.36 | 2T10=1.57 |

b) E.L.S :

1-Vérification des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

2-Détermination de la valeur de « y » :

$$\frac{b}{2} y^2 + \eta A'_s (y - c') - \eta A_s (d - y) = 0$$

3- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b y^3}{3} + \eta A'_s (d - c')^2 + \eta A_s (d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le Tableau suivant :

| | $M_{\text{ser}}(\text{N.m})$ | $A_s(\text{cm}^2)$ | Y(cm) | I(cm ²) | $\sigma_{bc}(\text{MPa})$ | $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$ |
|---------------|------------------------------|--------------------|-------|---------------------|---------------------------|-----------------------------------|
| Travée | 5666.12 | 1.57 | 3.29 | 5867.42 | 3.17 | Vérifiée |
| Appuis | 4591.6 | 1.57 | 7.14 | 3990.79 | 8.21 | vérifiée |

a- Vérification de la flèche: (BAELB.6.5, 1) [3]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont

Vérifiées (B.A.E.L.91 modifié 99) :

Avec : h=0.20 m et l=3.7 m.

$$A_{st} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0.054 < 0.062 \dots \dots \dots \text{c. v}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_u} \quad 0.054 < 0.040 \dots \dots \text{c. v}$$

$$\frac{A_{sap}}{d.b} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 0.0013 < 0.010 \dots \dots \text{cv}$$

Donc il y'a un risque de la flèche :

Il faut que :

$$\bar{f} = \frac{M_T \times L_0^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000}$$

Avec :

I_{fi} : L'inertie fissurée

E_i : Module instantané de béton ($E_i = 32164.2 \text{ MPa}$)

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_1 \mu} \Rightarrow I_{fi} = 1256.18 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 0.13$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho (2 + 3 \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = 31.83$$

$$f = \frac{5666.12}{10 \times 32164.2 \times 1256.18} = 0.014 < 0.5 + \frac{370}{1000} = 0.87$$

Donc la flèche est vérifiée.

➤ L'espacement S_t : (BAEL A.5.1, 23) [3]

$$S_t = \min. (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$S_{t1} \leq \text{Min} (0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = \text{min} (0.9 \times 18; 40 \text{ cm}) = (16, 20; 40 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_{t1} = 16.20 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \left(\frac{A_t \cdot f_e}{0.4 b_0} \right) \Rightarrow S_{t2} \leq (0.57 \times 235) (0.4 \times 10) = 33.48 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_{t2} = 33.48 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{(0.8 \cdot A_t \cdot f_e)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq \frac{(0.8 \times 0.57 \times 235)}{10 (0.829 - 0.3 \times 2.1)} = 53.85 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_{t3} = 53.85 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (16.20; 33.48; 53.85)$$

On prend l'espacement de nos armatures transversales $S_t = 15 \text{ cm}$.

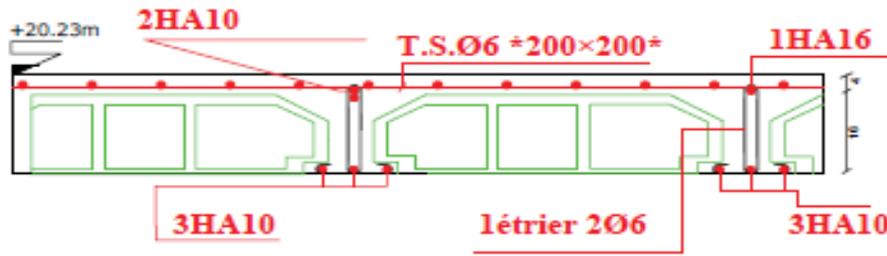


Figure III.12 : schéma ferrailage de poutrelle

III.5 Plancher en dalle pleine

III.5.1 définition :

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargées perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis et même des dalles pleines en porte à faux (console).

Ce type de plancher est utilisé essentiellement quand le plancher à corps creux ne peut pas être utilisé.

Les cas qui nécessitent à utiliser la dalle pleine :

- Les balcons : quand le plancher à corps creux ne peut être utilisée.
- Q est important.
- Longueurs de travées importantes.

Nous avons deux planchers à dalle pleine différentes :

- Un panneau de dalle pleine en RDC.
- Les balcons.

Pour le calcul nous choisissons la dalle la plus sollicitée.

III.5.2 évaluation des charges :

$$G = 6330 \text{ N/m}^2$$

$$Q = 5000 \text{ N/m}^2.$$

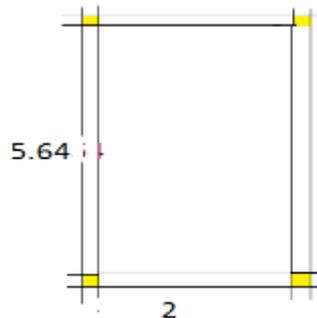


Figure III.13 : vue en panneau le plus sollicité

ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6330 + 1.5 \times 5000$$

$$q_u = 16045.5 \text{ N/m}^2.$$

ELS :

$$q_{ser} = G + Q = 6330 + 5000 = 11330 \text{ N/m}^2.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{200}{564} = 0.36 < 0.4 \Rightarrow \text{ladalle travaille dans seule sens.}$$

Dans ce cas les moments sont déterminés suivant une seule direction I_x .

III.5.3 Calcul des moments :

Pour le calcul des moments on utilise les dispositions indiquées à l'annexe E3 des règles

BAEL 91 [3] :

- Dans le sens de petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$

Le coefficient μ_x sont fonction de :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ et } \nu$$

$$\nu: \text{coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à L'ELU} \\ 0.2 & \text{à L'ELS} \end{cases}$$

μ_x Sont donné par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires [1].

$$\rho = 0.36 \sim 0.40 \{ \mu_x = 0.110$$

$$M_x = 0.110 \times 16.045 \times 2^2 = 7.0598 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0.75 M_x = 0.75 \times 7.0598 = 5.29485 \text{ KN.m}$$

- Moment sue appuis :

$$M_{ax} = 0.5 M_x = 0.5 \times 7.0598 = 3.5299 \text{ KN.m}$$

III.5.4 Ferrailage de la dalle :

$$B = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0.9h = 13.5 \text{ cm} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Tableau III.11 : ferrailage de la dalle pleine

| | Sens | M_u (KN.m) | μ | α | Z (cm) | A_{cal} (cm^2) | choi x | A_{adopt} (cm^2) |
|--------|------|-----------------|-----------|-----------|--------|-------------------------|-----------|---------------------------|
| Travée | x-x | 5.29 | 0.02 0 | 0.02 5 | 13.365 | 1.14 | 3T10 | 2.36 |
| appuis | x-x | 3.53 | 0.01 4 | 0.01 8 | 13.40 | 0.76 | 3T10 | 2.36 |

a) Espacement :

✓ Travée :

$$\text{Sens x-x : } S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \min(3h .33\text{cm}) \dots \dots \dots \text{cv}$$

✓ Appuis :

$$\text{Sens x-x : } S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \min(3h .33\text{cm}) \dots \dots \dots \text{cv}$$

a) Condition de non fragilité :

On a : $12\text{cm} \leq e \leq 30\text{cm}$

$$h = e = 15\text{cm}$$

$$b = 100\text{cm}$$

$$A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} b.h = 1.56\text{cm}^2$$

Avec : $\rho_0 = 0.8 \%$ pour les barres HA

- Travée : $A_x = 2.36\text{cm}^2 > A_s^{min} = 1.56\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$
- Appuis : $A_x = 2.36\text{cm}^2 > A_s^{min} = 1.50\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$

b) Vérification de l'effort tranchant :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 f_{c28} = 1.57\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{16.045 \times 2 \times 5.64}{2 \times 2 + 5.64} = 18.77\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{18.77 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.14\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0.14\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17\text{MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

III.5.5 vérification à L'ELS :

a) Evaluation des sollicitations à L'ELS :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{200}{564} = 0.36 < 0.4 \Rightarrow (\text{ladalle travaille dans seule sens})$$

$$M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 0.112 \times 11.330 \times 2^2 = 5.08\text{KN} . m$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_x = 4.318\text{KN} . m \\ M_a = 0.3M_x = 1.524\text{KN} . m \end{cases}$$

b) Vérification des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

1-Détermination de la valeur de « y » :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'_s(y-c') - \eta A_s(d-y) = 0$$

2- Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A'_s(d-c')^2 + \eta A_s(d-y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le Tableau suivant :

| | M_{ser} (KN . m) | A_s (cm ²) | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ_{bc} (MPa) | $\frac{\sigma_{bc}}{\leq \overline{\sigma}_{bc}}$ |
|---------------------|-----------------------|--------------------------|--------|----------------------|---------------------|---|
| Travée(x-x) | 4.318 | 1.57 | 2.38 | 3361.44 | 3.06 | cv |
| Appuis (x-x) | 1.524 | 1.57 | 2.38 | 3361.44 | 1.08 | cv |

c) Vérification de la flèche (BAEL B.6.5, 2) [3] :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont

Vérfiées (**B.A.E.L.91modifié 99**) :

Avec : h= 0.15 m et l=5.64 m.

$$A_{st} = 1.57\text{cm}^2$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0.026 < 0.062 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_u} \quad 0.026 < 0.083 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{A_{sap}}{d.b} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 0.0012 < 0.010 \dots \dots \text{CV}$$

Donc il y'a un risque de la flèche :

Il faut que :

$$\bar{f} = \frac{M_T \times L_0^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000}$$

Avec :

I_{fi} : L'inertie fissurée

E_i : Module instantané de béton ($E_i = 32164.2\text{MPa}$)

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_1 \mu} \Rightarrow I_{fi} = 1256.18\text{cm}^4$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 0.08$$

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

$$f = \frac{5911.11}{10 \times 32164.2 \times 1256.18} = 0.014 < 0.5 + \frac{370}{1000} = 0.537$$

Donc la flèche est vérifiée

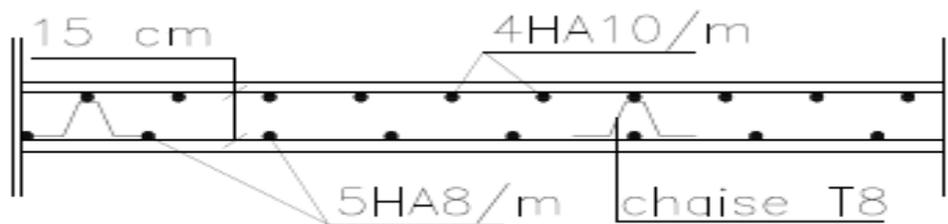


Figure III.14 : schéma ferrailage de la dalle pleine

III.6 Balcon :

On général les balcons sont constitué d'une dalle pleine, sont des plaques minces et planes, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan.

Le calcul du balcon se fait selon le mode de fonctionnement et tout dépend de la configuration de la dalle (condition aux limites). Si le balcon est une dalle pleine encastree dans une poutre dans ce cas il sera calculé comme une poutre console Si le balcon est une dalle pleine sur deux appuis (en L), trois ou quatre appuis, le calcul dans ce cas se fait de la même manière que celui des dalles pleines.

Dans notre cas le balcon est une dalle pleine encastree dans une poutre donc il sera calculé comme une poutre console.

III.6.1 Evaluation des charges :

$$G = 5330 \text{ N/m}^2$$

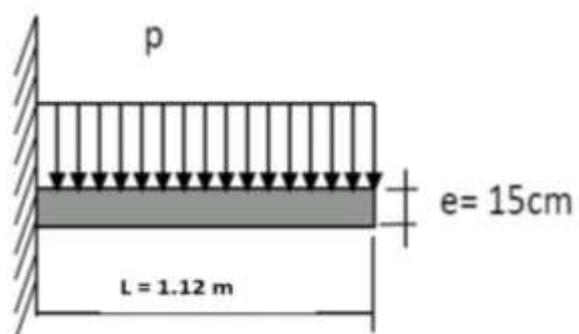
$$Q = 3500 \text{ N/m}^2$$

- ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5330 + 1,5 \times 3500 = 12445.5 \text{ N/m}^2$$

- ELS:

$$q_{ser} = G + Q = 5330 + 3500 = 8830 \text{ N/m}^2$$



III.6.2 Calcul des sollicitations :

- **ELU :**

$$M_u = \frac{ql^2}{2} = \frac{12.44 \times 1.12^2}{2} = 7.8 \text{ KN.m}$$

$$T_u = q \times L = 12.44 \times 1.12 = 13.93 \text{ KN}$$

- **ELS :**

$$M_{ser} = \frac{ql^2}{2} = \frac{8.83 \times 1.12^2}{2} = 5.53 \text{ KN}$$

III.6.3 Ferrailage :

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc. ...). Le calcul effectuera donc à l'ELS et l'ELU.

Le balcon soumis à la flexion simple et le calcul se fait par une bande de 1 ml.

a. état limite de résistance (ELU)

On a:

$$M_u = 7.8 \text{ KN.m}$$

$$q_u = 12.44 \text{ KN/m}$$

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

Acier type 1 FeE400

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9h \Rightarrow d = 0.135$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d f_{bu}} = 0.0302$$

$\mu < \mu_c = 0.186 \Rightarrow$ pas d'armature comprimées

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.038$$

$$Z = d (1 + 0.4\alpha) = 0.1329 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 2.77 \text{ cm}$$

Tableau III .12: récapitulatif des résultats :

| Désignation | M_u (KN.m) | M (KN) | α | Z (cm) | A^{cal} (cm) |
|-------------|--------------|--------|----------|--------|----------------|
| Travée | 7.8 | 0.03 | 0.038 | 13.29 | 2.77 |

a. Condition de non fragilité : (BAEL A.4.2.1) [3]

$$A_{min} \geq 0.23 b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 13.29 \times \frac{2.1}{400} = 1.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 1.60 \text{ cm}^2$$

$$A_S = \max(A_{min}, A_{cal})$$

$$\text{Donc : } A_S = 2.77 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

b. Les armatures de répartition

$$A_t = \frac{A_S}{4} = \frac{2.77}{4} = 0.69 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm.}$$

III.6.4 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \Rightarrow \tau_u = \frac{13.93}{1000 \times 135} = 0.103 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right)$$

$$\text{MPa) } \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.103 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa (cv)}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: Pas de risque de cisaillement, Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.6.5 Vérification à l'ELS :

$$M_{ser} = 5.53 \text{ KN.m}$$

$$q_{ser} = 8830 \text{ N/m}^2$$

a. Etat limite de compression du béton

- La contrainte du béton est donnée à ELS par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{S \times Y}}{I} \leq \bar{\sigma}_{BC} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

La position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b y^2 + n (y - d') A_{st} - A_s (d - y) = 0$$

b. Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + n A_{st} (d - y)^2 + n A_s' (d - y)$$

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

I : moment d'inertie

$$n = 15$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5.53 \times 3.57}{5633.84} = 3.68 < \bar{\sigma}_{BC} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

c. Etat limite d'ouverture de fissure

- La contrainte de l'acier : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}}\text{MPa}\right) \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 266.66\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \times \sigma_b = 3.68 \times 15 = 55.2\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 55.2 \leq \bar{\sigma}_{st} = 266.66\text{MPa} \dots \text{C.V}$$

III.6.6 Vérification de la flèche : (BAELB.6.5, 1) [3]

$$\left\{ \begin{array}{l} 1: \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \Rightarrow Mt = 0.85 M_0 \Rightarrow \frac{15}{112} = 0.133 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \text{ (C.V)} \\ 2: \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{4.52}{1000 \times 135} = 0.003 \leq 0.0105 \text{ (C.V)} \\ 3: \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{112} = 0.13 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ (C.V)} \end{array} \right.$$

III.6.7 Schéma de ferrailage :

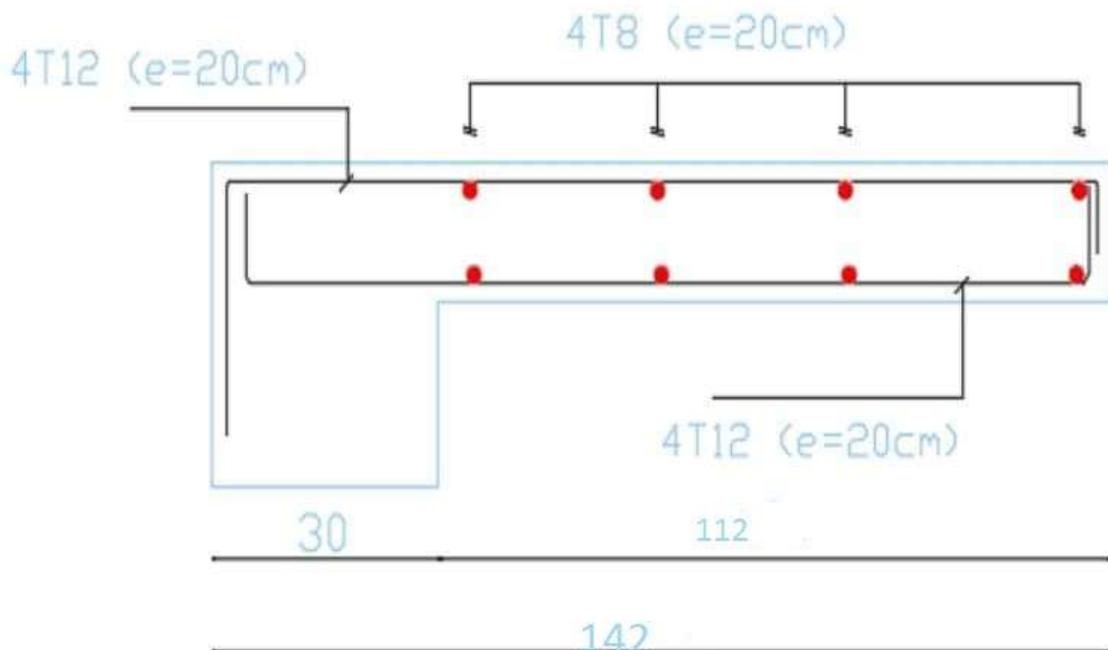


Figure III.15 : ferrailage de balcon

III.7 L'ascenseur :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

III.7.1 Redimensionnement :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine Rigidité vu le poids de la machine.

Nous avons deux conditions à vérifier :

Résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{160}{50} \leq e \leq \frac{160}{40}$$

$$3.2\text{cm} \leq e \leq 4\text{cm}$$

a) Condition de l'E.N.A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25 \text{ cm}$

On prend : **e=25cm**

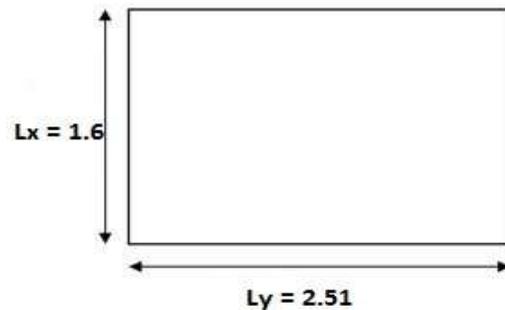


Figure III.16 : vue en plan de dalle machine

III.7.2. Détermination des charges et surcharges :

a- Charges permanentes :

- Poids de la dalle machine supportée..... 50,00 KN/m^2
 - Poids propre de la dalle..... $0,25 \times 25 = 6,25 \text{ KN}/\text{m}^2$
- G=56,25 KN/m^2**

b- Surcharge d'exploitation

$$Q = 1,00 \text{KN}/\text{m}^2$$

III.7.3. Combinaison des charges :

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 77,44 \text{ KN}/\text{m}^2$$

$$\text{E L.S} : q_{ser} = G + Q = 57,25 \text{ KN}/\text{m}^2$$

III.7.4. Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

Calcul de $\langle\langle\rho\rangle\rangle$:

$$0.4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.6}{2.51} = 0.64 < 1$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens

$$M_x = \mu_x q_\mu L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

ELU :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.039 \Rightarrow M_x = 7.73 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ \mu_y = 0.934 \Rightarrow M_y = 7.22 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

-Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 6.57 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 6.137 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

-Moments sur les appuis :

$$M_{ax} = 0.3 M_x = 2.139 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ay} = 0.3 M_y = 2.166 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_a = \max(M_{ax}, M_{ay}) = 2.166 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

III.7.5. Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h) = (100x25) cm^2 qui travaille en Flexion simple.

On a : b = 100 cm, h = 25 cm, d = 0.9h = 22.5cm, c = 2cm, $\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

Tableau III.13 : tableau récapitulatif des résultants de ferrailage

| | | M_t (KN.m) | μ | α | Z (cm) | A^{cal} (cm^2) | A^{adp} (cm^2) |
|---------------|-----------------|-----------------|--------|----------|--------|--------------------------------|--------------------------------|
| travée | Sens x-x | 6.57 | 0.009 | 0.011 | 22.40 | 0.84 | 5HA8=2.51 |
| | Sens y-y | 6.137 | 0.008 | 0.010 | 22.41 | 0.78 | 5HA8=2.51 |
| appuis | Sens x-x | 2.139 | 0.0029 | 0.0036 | 22.47 | 0.27 | 5HA8=2.51 |
| | Sens y-y | 2.166 | 0.0037 | 0.0046 | 22.46 | 0.28 | 5HA8=2.51 |

1. Espacement :

En travée :

$$S_t = \begin{cases} \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}(\text{sens } x - x) \dots \dots \text{vérifiée} \\ \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}(\text{sens } y - y) \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

En appuis :

$$S_t = \begin{cases} \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}(\text{sens } x - x) \dots \dots \text{vérifiée} \\ \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}(\text{sens } y - y) \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

1. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \bar{d}_{uc28}}$$

$$T_u = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 38.71 \text{ KN.}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 41.30 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{38.71 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.7.6. vérification :**➤ Vérification des contraintes :**c- **Béton :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

d- **Acier :**

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 150\eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\eta = 1.6 \text{ pour } HA = 400 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.63$$

$$M_x = \mu_x \times q_{ser} \times L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.046 \Rightarrow M_x = 6.74 \text{KN} \cdot \text{m} \\ \mu_y = 0.961 \Rightarrow M_y = 6.48 \text{KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

-Moment en travée :

$$M_{tx} = 0.85M_x = 5.73 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ty} = 0.85M_y = 5.51 \text{KN} \cdot \text{m}$$

-Moment sur appuis :

$$M_a = \text{Max} (0.3M_x ; 0.3M_y) = 1.72 \text{KN} \cdot \text{m}$$

Détermination de la valeur de « y » :

$$\frac{1}{2}by^2 + \eta(y - d)A'_s - \eta(d - y)A_s = 0 \quad \eta = 15$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} by^3 + \eta(d - y)^2 A_s + \eta(y - d) A'_s$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.III.14: Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens

| | | $M_t(\text{KNm})$ | $A_s(\text{cm}^2)$ | Y (cm) | I (cm^4) | $\sigma_{bc}(\text{MPa})$ | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ |
|---------------|--------------|-------------------|--------------------|--------|---------------------|---------------------------|--------------------------------------|
| Travée | (x-x) | 5.53 | 2.51 | 3.76 | 14994.13 | 1.38 | vérifiée |
| | (y-y) | 5.51 | 2.51 | 3.76 | 14994.13 | 1.38 | |
| appuis | | 1.72 | 2.51 | 3.76 | 14994.13 | 0.43 | |

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

h= 25 cm ; b= 100cm

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} bh = 2.36 \text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 2.00 \text{cm}^2 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0.8\% \text{ pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.64 \end{cases}$

Sens Lx-x :

Sur appuis : $A_x = 2.51 \text{cm}^2 / \text{ml} > 2.36 \text{cm}^2$ vérifiée

En travée : $A_x = 2.51 \text{cm}^2 / \text{ml} > 2.36 \text{cm}^2$ vérifiée

Sens Ly-y :

Sur appuis : $A_y = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 2.00 \text{ cm}^2$ vérifiée

En travée : $A_y = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml} > 2.00 \text{ cm}^2$ vérifiée

➤ **Vérification de la flèche : (BAEL91) :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées

(B.A.E.L.91modifié 99) :

$h = 0.25\text{m}$ et $l = 2.51\text{m}$

$A_{st} = 2.51 \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} & 0.131 > 0.0625 \dots\dots\dots C.V \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} & 0.131 > 0.084 \dots\dots\dots C.V \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} & 0.0011 > 0.0105 \dots\dots\dots C.V \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

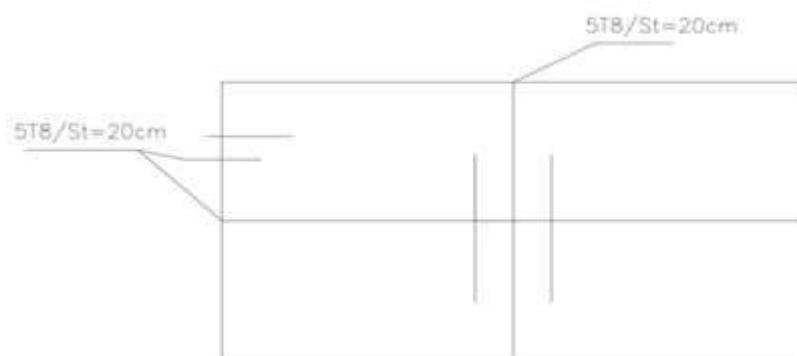
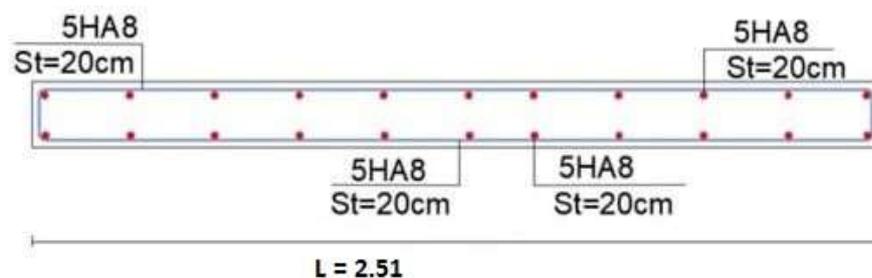


Figure III.17 : disposition constructive des armatures de l'ascenseur

III.8 Conclusion :

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec toutes les vérifications nécessaires tout en

respectant les règles données par le CBA 93 et le RPA 99 version 2003. Ces éléments ont été étudiés et ferrailés.

Chapitre IV

Étude sismique et dynamique

IV.1.Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre ; les secousses sismiques, ont sans doute des effets les plus destructeurs notamment dans les zones de fortes sismicité.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

IV.2 Objectif de l'étude :

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposées par RPA99/version 2003.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel «Autodesk robot structural analyses 2014» qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

IV.3. Méthode de calcul :

Selon RPA99/version2003 (art 4.1.1)[4] ,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.

IV.3.1. Méthode statique équivalente : (article 4.2 du RPA99/2003) :

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 groupes

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 II : 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.

c) Calcul de la force sismique totale : (RPA art 4, 2,3) [4] :

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 : 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 : $\begin{cases} \text{groupe usage 2} \\ \text{zone IIa} \end{cases} \Rightarrow A = 0.15$

Tableaux IV.1 : Coefficient d'Accélération de Zone « A »

| / | ZONE | | | |
|-----------|------|------|------|------|
| | I | IIa | IIb | III |
| 1A | 0.15 | 0.25 | 0.30 | 0.40 |
| 1B | 0.12 | 0.20 | 0.25 | 0.30 |
| 2 | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.25 |
| 3 | 0.07 | 0.10 | 0.14 | 0.18 |

D : facteur d'amplification dynamique

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure (T).

Il est donné par l'expression suivante :

$$D : \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} T_2 & 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 s \end{cases}$$

T_1, T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages est donné par le tableau (4-1) présenté ci-après.

Tableau IV.2 : valeur du coefficient d'amortissement suivant le système structurel.

| Remplissage | Portiques | | Voiles ou murs |
|-------------|------------|-------|-----------------------|
| | Béton armé | Acier | Béton armé/maçonnerie |
| Léger | 6 | 4 | 10 |
| Dense | 7 | 5 | |

Nous avons un contreventement mixte voile-portiques donc on prend une valeur moyenne :

$$\xi = 8.5\%.$$

D' où $\eta = 0.816 > 0.7$

d) Estimation de la période fondamentale de la structure :

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 (art 4.2.4) suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} T = C_T h_N^{3/4} \\ T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \end{array} \right.$$

✓ 1^{er} formule

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

$h_N = 28.56\text{m}$: Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné Par le tableau 4.6 du RPA99 version 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé :

$$C_T = 0.050$$

$$T = 0.050 \times 28.56^{3/4} = 0.62\text{s}$$

✓ 2^{eme} formule

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

D : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par :

$$\begin{cases} D_x = 29.86 \text{ m}; \text{ \u00e9tant la dimension projet\u00e9 du batiment selon la sens } x \\ D_y = 17.7 \text{ m}; \text{ \u00e9tant la dimension projet\u00e9 du batiment selon la sens } y \end{cases}$$

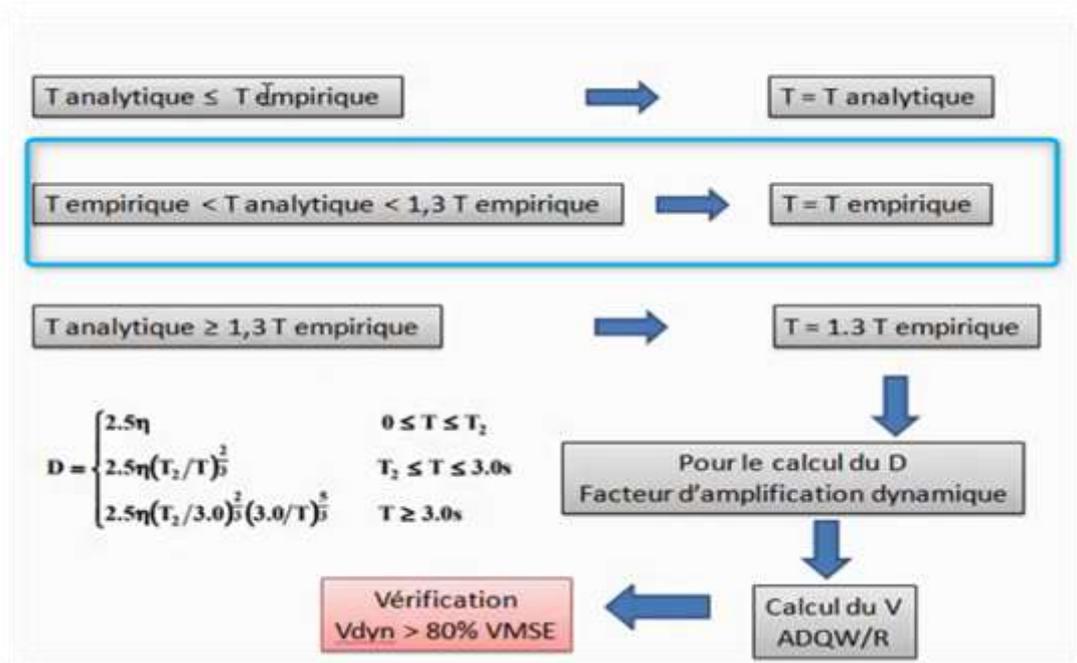
$$\begin{cases} T_x = \frac{0.09 \times 28.56}{\sqrt{29.86}} = 0.47s \\ T_y = \frac{0.09 \times 28.56}{\sqrt{15.7}} = 0.62s \end{cases}$$

En prend :

$$T_{em\ x} = \min (T, T_x) = \min (0.62, 0.47) \Rightarrow T_{em\ x} = 0.47s$$

$$T_{em\ y} = \min (T, T_y) = \min (0.62, 0.62) \Rightarrow T_{em\ y} = 0.62s$$

Donc d\u00e9gale :



$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.05s \\ D_y = 1.775s \end{cases}$$

RPA pr\u00e9conise de majorer la p\u00e9riode fondamentale statique de 30% (art 4.2.4)

$$\begin{cases} T_{s\ x} = 1.3 \times 0.47 = 0.61s \\ T_{s\ y} = 1.3 \times 0.62 = 0.81s \end{cases}$$

R : Coefficient de comportement global de la structure :

Il est on fonction du syst\u00e8me de contreventement. Il est donn\u00e9 dans le tableau 4.3 RPA99/version 2003

Dans notre cas : pour un syst\u00e8me de contreventement Portiques contrevent\u00e9s par des voiles

Alors : R=4

Q : facteur de qualit\u00e9 :

Le facteur de qualité de la structure est en 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 :

$$Q = 1 + \sum_1^N p_q$$

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 du RPA.

Tableaux IV.3 : 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 | 0.05 | 0.05 |
| 4. Régularité en elevation | 0 | 0 |
| 5. Contrôle de la qualité des matériaux | 0.05 | 0.05 |
| 6. Contrôle de la qualité de l'exécution | 0.05 | 0.05 |
| $\sum P_q$ | 0.2 | 0.2 |

Donc : $Q_x = Q_y = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.1 = 1.2$

W : poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, Solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge

D'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA99.

Tableaux IV.4 : valeurs du coefficient de pondération

| Cas n° | Système de contreventement | 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 |
| 3 | - Salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec | 0.40 |
| 4 | Places assises | |
| 5 | Entrepôts, hangars | 0.50 |
| | Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés | 1.00 |
| | Autres locaux non visés ci-dessus | 0.60 |

Dans ce cas : $\beta = 0.20$

On a des poids des différents niveaux donné par le logiciel ROBOT :

$$W = 36983.05 \text{KN}$$

Selon le rapport de sol, le sol d'implantation de notre structure est classé : site S3.

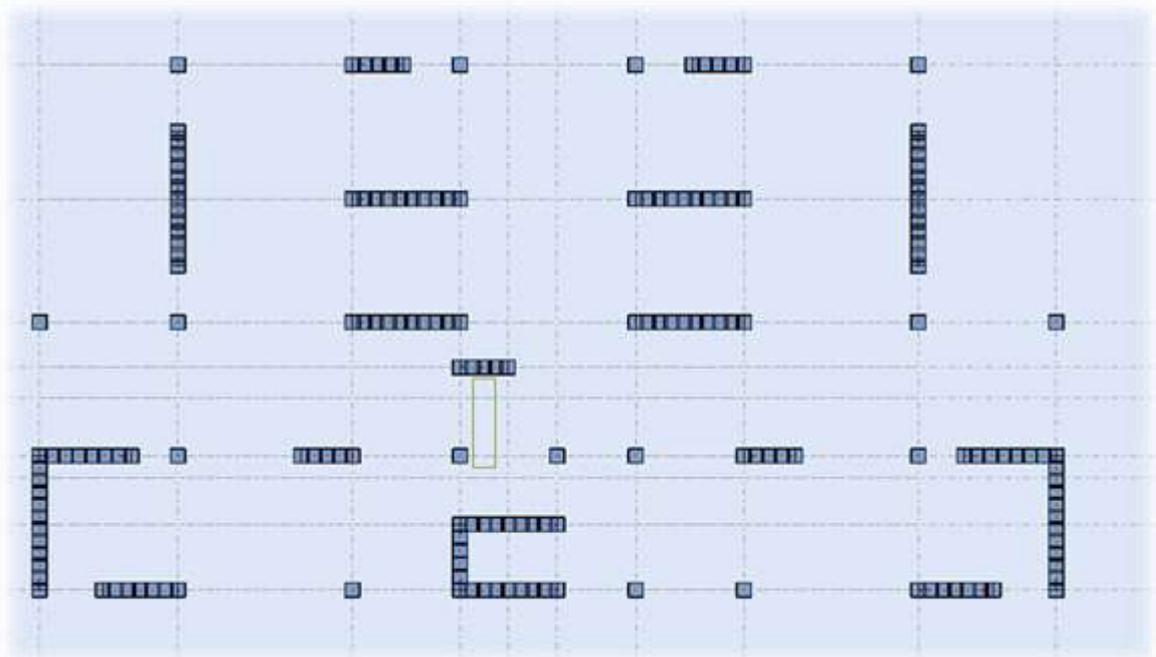
Ce qui nous donne les périodes caractéristiques : $\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases}$ tableau 4.7(RPA99)

VI.4 Modélisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure c'est **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2014**. La structure modélisée est représentée en figure



Figure IV.1 : Vue en 3D de la modélisation de la structure avec le logiciel Robot.



IV.4.1 Les modes de vibrations :

Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe X-X

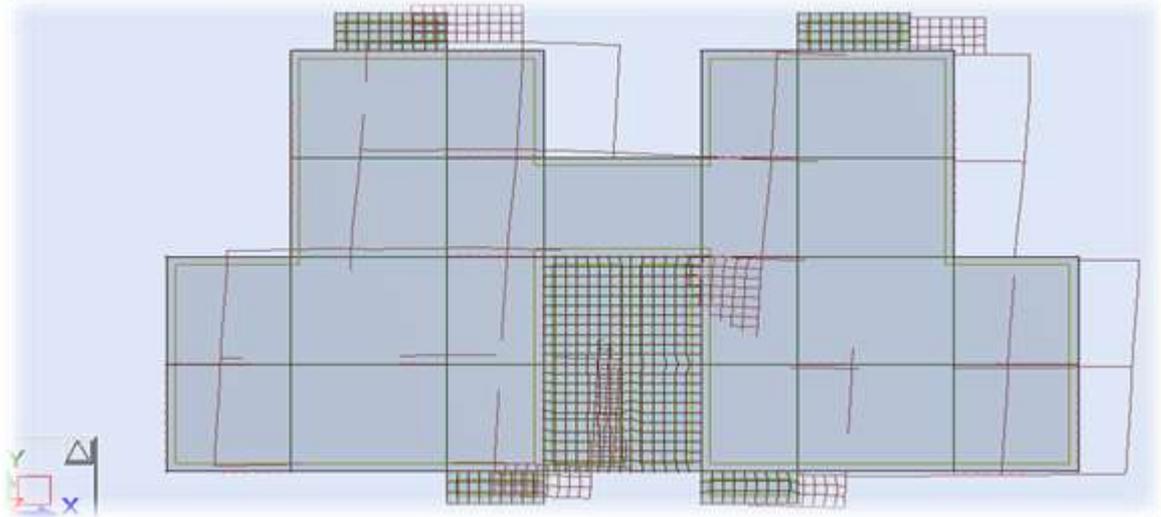


Figure IV.2 : mode 1 de déformation (translation suivant l'axe X-X)

$$T=0.81s$$

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y

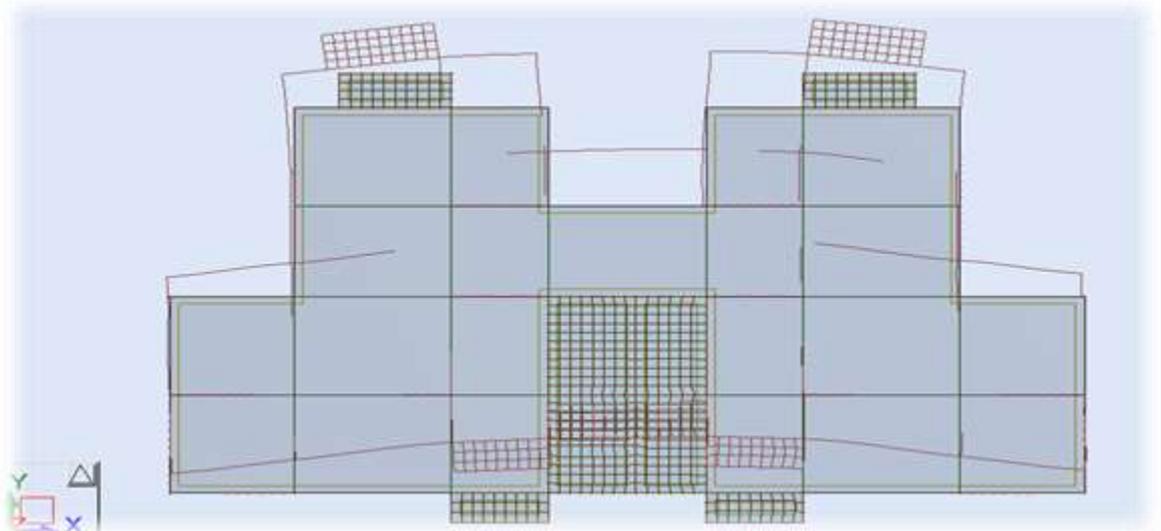


Figure IV.3 : mode 2 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y)

$$T=0.60s$$

Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z

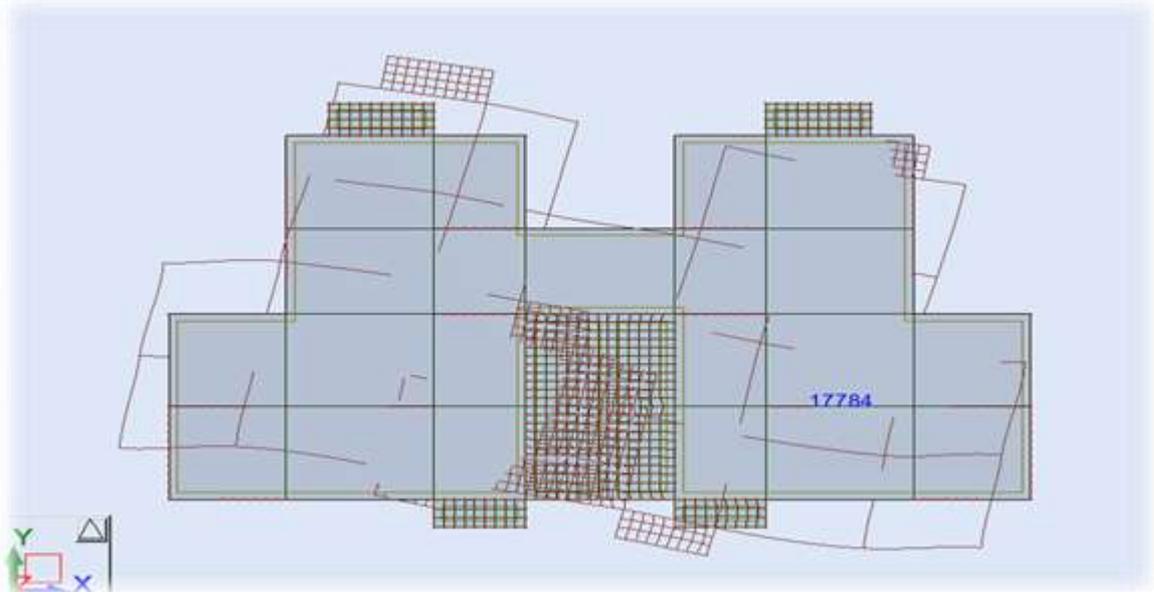


Figure IV.4 : mode 3 de déformation (rotation l'axe Z-Z)

T=0.55s

Les Périodes de vibration et les taux de participation des masses modales de la disposition adopté sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

| mode | Période [sec] | Masses Cumulées UX [%] | Masses Cumulées UY [%] | Masse Modale UX [%] | Masse Modale UY [%] | Tot.mas.UX [kg] |
|------|---------------|------------------------|------------------------|---------------------|---------------------|-----------------|
| 1 | 0.81 | 0.07 | 66.71 | 0.07 | 66.71 | 3771214.59 |
| 2 | 0.60 | 65.38 | 66.82 | 65.32 | 0.12 | 3771214.59 |
| 3 | 0.55 | 67.82 | 66.92 | 2.44 | 0.10 | 3771214.59 |
| 4 | 0.38 | 67.82 | 69.89 | 0.00 | 2.97 | 3771214.59 |
| 5 | 0.35 | 68.13 | 69.89 | 0.31 | 0.00 | 3771214.59 |
| 6 | 0.30 | 68.15 | 81.45 | 0.01 | 11.56 | 3771214.59 |
| 7 | 0.29 | 68.20 | 81.46 | 0.06 | 0.01 | 3771214.59 |
| 8 | 0.27 | 68.20 | 82.06 | 0.00 | 0.60 | 3771214.59 |
| 9 | 0.21 | 68.21 | 82.32 | 0.01 | 0.25 | 3771214.59 |
| - | - | - | - | - | - | - |
| 53 | 0.07 | 90.67 | 94.43 | 3.92 | 0.01 | 3771214.59 |

➤ **Vérification selon RPA :**

IV.4.2 L'excentricité accidentelle : (RPA art 4.3.7)[4]

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Centre de gravité est centre de rigidité :

| Etage | Cg-Cr[m] x-x | Cg-Cr[m] y-y | 0.05Lx [m] | 0.05Ly[m] |
|-------|--------------|--------------|------------|-----------|
| 1 | 0.07 | 0.33 | 1.49 | 0.92 |
| 2 | 0.08 | 0.51 | 1.49 | 0.92 |
| 3 | 0.08 | 0.51 | 1.49 | 0.92 |
| 4 | 0.09 | 0.50 | 1.49 | 0.92 |
| 5 | 0.09 | 0.50 | 1.49 | 0.92 |
| 6 | 0.09 | 0.50 | 1.49 | 0.92 |
| 7 | 0.09 | 0.50 | 1.49 | 0.92 |
| 8 | 0.09 | 0.50 | 1.49 | 0.92 |
| 9 | 0.08 | 0.46 | 1.49 | 0.92 |

Donc la condition est vérifiée

IV.4.3 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :

IV.4.3.1 vérification 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.

$$V_{dynamique} > 80\%V_{statique}$$

Avec :

$V_{dynamique}$: La résultante des forces sismique à la base.

$V_{statique}$: La résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente.

Si $V_{dynamique} < 0.80V_{statique}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, Le Déplacements, moment,) Dans le rapport $0.8 V_{statique}/V_{dynamique}$ [1]

- Les Résultats d'action sismique à la base trouvée par logiciel ROBOT dans les deux sens :

EX

- $V_x = 2747.31 \text{KN}$

EY :

- $V_y = 2197.41 \text{KN}$

Tableaux IV.5 : vérification de l'effort tranchant à la base.

| Les sens | $0.8V_{\text{statique}} \text{ (KN)}$ | $V_{\text{dynamique}} \text{ (KN)}$ | $V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$ | $r \left(\frac{0.8V_{\text{statique}}}{V_{\text{dynamique}}} \right)$ |
|------------------|---------------------------------------|-------------------------------------|---|--|
| Suivant X | 2732.16 | 2747.31 | Condition vérifiée | /// |
| Suivant Y | 2378.84 | 2197.41 | Condition non vérifiée | 1.075 |

Donc les paramètres de la réponse calculés seront majorés en sens y

VI.5 vérification des déplacements latéraux inter étages : [2]

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 version 2003, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 5.10 du RPA99 version 2003 l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_k^x \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$$\bar{\Delta} = 0.01 h_e$$

Ou : h_e représente la hauteur de l'étage

Avec :

$$\delta_k^x = R \cdot \delta_{ek}^x \quad \text{et} \quad \delta_k^y = R \cdot \delta_{ek}^y$$

$$\Delta_k^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_k^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y$$

Δ_k^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_k^y).

δ_{ek}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x – x (idem dans le sens y – y, δ_{ek}^y)

Tableau IV.6: Vérification des déplacements inter étages du bloc (modèle initial)

| Etage | $\delta_{ek}^x (mm)$ $\times R$ | $\delta_{ek}^y (mm) \times R$ | $\Delta_K^x (mm)$ $\times R$ | $\Delta_K^y (mm)$ $\times R$ | $\bar{\Delta} (mm)$ | Observation |
|-------|------------------------------------|-------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------|-------------|
| 1 | 3 | 6 | 3 | 6 | 40.8 | Vérifier |
| 2 | 7 | 14 | 4 | 8 | 30.6 | vérifier |
| 3 | 13 | 24 | 6 | 10 | 30.6 | vérifier |
| 4 | 20 | 34 | 7 | 10 | 30.6 | vérifier |
| 5 | 27 | 45 | 7 | 10 | 30.6 | vérifier |
| 6 | 34 | 55 | 7 | 10 | 30.6 | vérifier |
| 7 | 41 | 64 | 7 | 10 | 30.6 | vérifier |
| 8 | 48 | 73 | 7 | 9 | 30.6 | vérifier |
| 9 | 54 | 82 | 6 | 9 | 30.6 | vérifier |

VI.6 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\phi = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10 \text{ "RPA99 version 2003" [4]}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau "K".

$$P_k = \sum_{i=k}^n (w_{Gi} + \beta w_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "K"

$$V_k = F_k + \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

h_k : Hauteur de l'étage "K"

- Si $0.10 < \phi_k \leq 0.20$, Les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\phi_k)}$
- Si $\phi_k > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec :

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{Si } T \leq 0.7 \text{ s} \\ F_t = 0.07TV & \text{si } T > 0.7 \text{ s} \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV.7 : vérification de l'effet P-Δ selon sens X-X

| Etage | P kn | ΔX m | VX kn | H m | θX | Vérification |
|-------|----------|-------|---------|------|---------|--------------|
| 1 | 36982.98 | 0.003 | 2747.51 | 4.08 | 0.0099 | OK |
| 2 | 32017.98 | 0.004 | 2687.17 | 3.06 | 0.01558 | OK |
| 3 | 27854.57 | 0.006 | 2568.12 | 3.06 | 0.02127 | OK |
| 4 | 23722.4 | 0.007 | 2400.33 | 3.06 | 0.02261 | OK |
| 5 | 19683.96 | 0.007 | 2182.03 | 3.06 | 0.02064 | OK |
| 6 | 15673.3 | 0.007 | 1901.24 | 3.06 | 0.01886 | OK |
| 7 | 11745.95 | 0.007 | 1562.16 | 3.06 | 0.0172 | OK |
| 8 | 7842.91 | 0.007 | 1158.33 | 3.06 | 0.01549 | OK |
| 9 | 4011 | 0.006 | 663.67 | 3.06 | 0.01185 | OK |

Tableau IV.8 : vérification de l'effet P-Δ selon sens Y-Y

| Etage | P kn | ΔY m | VY kn | H m | θX | Vérification |
|-------|----------|-------|---------|------|---------|--------------|
| 1 | 36982.98 | 0.006 | 2358.54 | 4.08 | 0.02306 | OK |
| 2 | 32017.98 | 0.008 | 2284.95 | 3.06 | 0.03663 | OK |
| 3 | 27854.57 | 0.01 | 2163.79 | 3.06 | 0.04207 | OK |
| 4 | 23722.4 | 0.01 | 2000.50 | 3.06 | 0.03875 | OK |
| 5 | 19683.96 | 0.01 | 1798.44 | 3.06 | 0.03577 | OK |
| 6 | 15673.3 | 0.01 | 1554.38 | 3.06 | 0.03295 | OK |
| 7 | 11745.95 | 0.01 | 1267.07 | 3.06 | 0.03029 | OK |
| 8 | 7842.91 | 0.009 | 925.36 | 3.06 | 0.02493 | OK |
| 9 | 4011 | 0.009 | 516.55 | 3.06 | 0.02284 | OK |

a) Vérification au renversement : (RPA99/V2003 Art.5.5.)[4]:

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact 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 du remblai. $M_s > M_r$

Avec :

M_s : moment stabilisant

M_r : moment de renversement.

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité

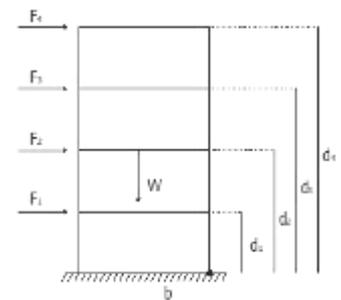
D'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage. Soumis à des

Effets de renversement et/ou de glissement

$$M_{renversement} = \sum_{n-1}^n F_i \times d_i$$

$$M_{stabilisant} = W \times b$$

b : la distance au centre de gravité selon la direction x-x et y-y (X_g ; Y_g).



Il faut vérifier que :

$$\frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversement}}} \geq 1.5$$

1. Moment stabilisant

$$M_{sx} = 36\,982,99 \times 14,89 = 550\,676,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = 36\,982,99 \times 6,90 = 255\,182,63 \text{ KN.m}$$

2. Moments de renversement

$$M_{rx} = 512 \times 28,56 = 14\,622,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{ry} = 553,81 \times 28,56 = 15\,816,81 \text{ KN.m}$$

| | M stabilisant | M renversement | $\frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversement}}} \geq 1.5$ | Observation |
|--------|---------------|----------------|---|-------------|
| Sens x | 550676.72 | 14622.72 | 37.66 | Vérifier |
| Sens y | 255182.63 | 15816.81 | 16.33 | Vérifier |

Donc il y'a pas d'un risque de renversement selon les deux sens.

VI.7 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 :

$$N_{rd} = \frac{N}{B f_{c28}} \leq 0.3 \quad [1]$$

Où : N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.9: vérification de l'effort normal réduite des poteaux

| | B | N | f_{c28} | N_{rd} | Observation |
|--------------------------------------|---------|---------|-----------|----------|-------------|
| Rdc | 50 × 55 | 1533.40 | 25 | 0.22 | Cv |
| 1 ^{er} et 2 ^{eme} | 45 × 50 | 1131.08 | 25 | 0.20 | Cv |
| 3 ^{eme} et 4 ^{eme} | 40 × 45 | 768.06 | 25 | 0.17 | Cv |
| 5 ^{eme} et 6 ^{eme} | 35 × 40 | 495.28 | 25 | 0.14 | Cv |
| 7 ^{eme} et 8 ^{eme} | 30 × 35 | 242.68 | 25 | 0.09 | Cv |

IV.8 Conclusion :

Parmi les méthodes utilisées pour la modélisation, on utilise la méthode modale spectrale qui vérifie tous les critères d'utilisation.

L'exploitation des résultats donnés par le logiciel ROBOT, a permis de vérifier plusieurs critères :

- Déterminer les modes propres de telle sorte que le 1^{ère} et 2^{ème} translation, la 3^{ème} torsion pour avoir plus de sécurité.
- Vérification de la période fondamentale de la structure selon les exigences de l'RPA.
- Vérifier l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base ($=0,8.V_{MSE}$)
- Vérifier l'effet de torsion additionnelle.
- Vérifier le déplacement inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- Vérifier l'effet P- Δ pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment 2^{ème} d'ordre.
- Vérifier le pourcentage donné par le **RPA99 version2003** pour justifier le choix de coefficient de comportement.
- Vérification de la condition de l'effort réduit

Chapitre V

Ferraillage des éléments

Structuraux

V.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). Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

Après l'évaluation des charges et surcharges revenant à chaque élément de la structure porteuse du bâtiment étudié (poteaux, poutres et voiles), vient le calcul du ferrailage. Ce dernier est réalisé en respectant les règles de calcul en vigueur en Algérie (CBA93, BAEL91 et RPA99/2003).

V.1.1 Hypothèses :

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau).
- Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée.
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement.

Tableau V.1 : Caractéristiques mécanique des matériaux.

| Situation | Béton | | | Acier | | |
|---------------------|------------|---------------|----------|------------|-------------|------------------|
| | γ_b | Fc28 (MPa) | Fbu(MPa) | γ_s | Fe (MPa) | σ_s (MPa) |
| Durable | 1.5 | 25 | 14.2 | 1.15 | 400 | 348 |
| Accidentelle | 1.15 | 25 | 18.2 | 1 | 400 | 400 |

V.2 Étude des poteaux :

V.2.1 Introduction :

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.**

$$\begin{array}{lll} - 1.35G+1.5Q & - G+Q+E & - 0.8G+E. \\ - G+Q & - G+Q-E & - 0.8G-E. \end{array}$$

➤ Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

- $M^{max} \rightarrow N^{corr}$
- $N^{max} \rightarrow M^{corr}$
- $N^{min} \rightarrow M^{corr}$

V.2.2 Les recommandations du RPA 99/2003:

a) Coffrage : RPA 7.4.1 [4]

Les dimensions de la section transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

b) Les armatures longitudinales : RPA. article.7.4.2.1.[4]

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:

$$- 0,8\% < \frac{A_s}{B} < 4\% \text{ en zone courante.}$$

$$- 0,8\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \text{ en zone de recouvrement.}$$

As : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de 40ϕ 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 nodales 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.

$(b_1 ; h_1)$: Dimensions de la section transversale du poteau.

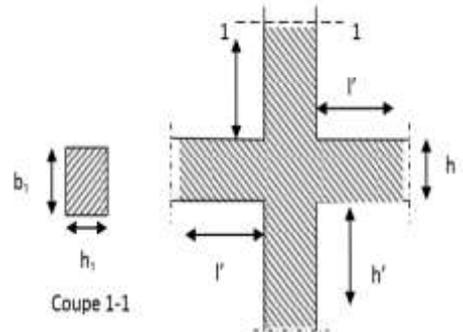


Figure V.1: la zone nodale

Tableau.V.2: 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 | 50x55 | 2750 | 22 | 110 | 165 |
| 1 ^{er} , 2 ^{eme} | 45x50 | 2250 | 18 | 90 | 135 |
| 3 ^{eme} , 4 ^{eme} | 40x45 | 1800 | 14.4 | 72 | 108 |
| 5 ^{eme} , 6 ^{eme} | 35x40 | 1400 | 11.2 | 56 | 84 |
| 7 ^{eme} , 8 ^{eme} | 30x35 | 1050 | 8.4 | 42 | 63 |

c) Les armatures transversales : RPA article.7.4.2.2.[4]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l' aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{st} = \frac{\rho T_u}{h_1 \times f_e}$$

T_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

h_e : Contrainte limite élastique de l' acier d' armature transversale.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$t \leq \min(10 \Phi_l ; 15 \text{ cm})$Zone nodale (zone IIa).

$t < 15\Phi_l$Zone courante (zone IIa).

Φ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{s_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

λ_g : L'élanement géométrique du poteau ($\lambda_g = \frac{l_f}{a}$)

a : Dimension de la section droite du poteau.

l_f : Longueur du flambement du poteau.

V.2.2 Sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites de logiciel **ROBOT** qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.3: Sollicitations dans les poteaux

| Poteaux | G+Q+E | | ELU | | 0.8G+E | |
|---------|------------------|---------------------|------------------|---------------------|------------------|---------------------|
| | M ^{max} | N ^{corres} | N ^{max} | M ^{corres} | N ^{min} | M ^{corres} |
| 50x55 | 143.9 | -1187.79 | -1296.88 | -19.79 | -7.77 | -5.38 |
| 45x50 | 95.97 | -1047.55 | -1087.73 | 7.84 | -0.34 | 10.99 |
| 40x45 | 92.04 | 508.50 | 796.80 | 7.35 | -0.33 | 21.12 |
| 35x40 | 74.21 | 257.64 | 522.58 | 6.86 | -0.77 | 17.13 |
| 30x35 | 54.68 | -41.41 | -259.69 | 7.30 | 0.07 | -17.78 |

V.2.3 Ferrailages des poteaux :

❖ **Ferrailage longitudinal :**

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC dont les sollicitations sont les suivantes :

$N_{\max} = -1296.88 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corre}} = -19.79 \text{ KN.m}$

$N_{\min} = -7.77 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corre}} = -5.38 \text{ KN.m}$

$M_{\max} = 143.9 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{corre}} = -1187.79 \text{ KN}$

Prenons un exemple de calcul le poteau de section (55x50) en adoptant les sollicitations à l'ELU.

$$N_{\max} = 1296.88 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corre}} = -19.79 \text{ KN.m}$$

$N_u > 0$: Donc le poteau est soumis à un effort de compression.

Calcul de l'excentricité :

L'excentricité « e » est calculée comme suit :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{19.79}{1296.88} = 0.015 \text{ m}$$

- Calcul de l'excentricité additionnelle a : **(BAEL A.4.3.5) [1]**.

$$e_0 = \text{Max} \left(2 \text{ cm} ; \frac{l}{250} \right) = \text{max} \left(2 \text{ cm} ; \frac{408}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a \Rightarrow e_1 = 1.5 + 2 = 3.5 \text{ cm}$$

- vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre: **(CBA93 A.4.3.5) [2]**

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left[15 ; 20 \frac{e_1}{l} \right]$$

$$l_f : \text{Longueur de flambement de la pièce} : l_f = l \times 0.7 = 4.08 \times 0.7 = 2.856 \text{ m}$$

h: hauteur totale de la section dans la direction du flambement.

$$\frac{285.6}{50} \leq \text{Max} \left[15 ; 20 \times \frac{3.5}{408} \right]$$

$$5.71 \leq \text{Max} [15 ; 0.17] \dots \text{cv}$$

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 première ordre de la charge permanente au moment total de premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_Q + M_G} \Rightarrow \alpha = \frac{M_G}{M_Q + M_G} = \frac{30.91}{11.63 + 30.91} = 0.72 \quad \varphi = 2$$

Donc :

$$e_2 = \frac{3(2.856)^2}{10^4 \times 0.55} (2 + 0.72 \times 2) = 0.015 \text{ m}$$

$$e = e_2 + e_0 + e_a \Rightarrow e = 0.015 + 3.5 \times 10^{-3} + 0.02$$

$$e = 0.038 \text{ m}$$

Il faut vérifier que :

$$M_2 = (N_u - N_0) \left(\frac{h}{2} - d' \right) > M_u$$

$$N_0 = b \cdot h \cdot f_{bu} = 500 \times 550 \times 14.2 = 3905 \text{ KN}$$

$$M_2 = (-1296.88 - 3905)(0.55/2 - 0.03) = -638.98 \text{ KN.m} \dots \text{cv}$$

$$M_3 = N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - (0.337h - 0.81d') N_0 < M_u$$

$$M_3 = 1296.88(0.55/2 - 0.03) - (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.03) 3905 = -946.63 \text{ KN.m}$$

Donc il faut calculer :

$$\Psi = \frac{0.3754 \times N_0 \times h + N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - M_u}{(0.857 \times h - d') N_0}$$

$$\Psi = \frac{0.3754 \times 3905 \times 0.55 + 1296.88 \left(\frac{0.55}{2} - 0.03 \right) + 19.79}{(0.8571 \times 0.55 - 0.03) 3905} = 0.66 < 0.8095$$

la section est entièrement comprimée :

$$A_2 = \frac{N_u - \psi N_0}{f_{su}} = \frac{1296.88 - 0.66 \times 3905}{347.82} = -39.6 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 0$$

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

$$A_{min} = \max \{8.40; 5.50\}$$

$$A_{min} = 8.4 \text{ cm}^2$$

Sections des armatures longitudinales donnent par Excel dans les poteaux.

Tableau.V.4: 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) |
|--------------|-----------------------------|---------------------------|------------------------------|--|---|--|
| 50x55 | 8.64 | 39.6 | 8.4 | 8.4 | 22 | 39.6 |
| 45x50 | 9.96 | 9.02 | 1.64 | 7.6 | 18 | 18 |
| 40x45 | 13.42 | 7.05 | 3.54 | 6.8 | 14.4 | 14.4 |
| 35x40 | 16.03 | 5.18 | 3.25 | 6 | 11.2 | 16.03 |
| 30x35 | 11.9 | 0.78 | 3.91 | 5.2 | 8.4 | 11.9 |

Choix des armatures :

Tableau.V.5: Sections des armatures longitudinales adoptées

| Niveau | Section du poteau (cm ²) | A _{max} (cm ²) | A _{adp} (cm ²) |
|---|--------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| RDC | 55×50 | 39.6 | 4HA25+8HA20=44.76 |
| 1^{er}, 2^{eme} | 50×40 | 18 | 12HA14=18.4 |
| 3^{eme}, 4^{eme} | 45×35 | 14.4 | 8HA16=16.08 |
| 5^{eme}, 6^{eme} | 40×35 | 16.03 | 8HA16=16.08 |
| 7^{eme}, 8^{eme} | 35×30 | 11.9 | 8HA14=12.32 |

❖ **Ferrailage transversale :**

Soit a calculer les armatures transversales du poteau du RDC de section (50x55) cm²

$$A_{adoptée} = 4HA25 + 8HA20 = 44.76$$

- Calcul de la section de ferrailage transversale A_t :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$l_f = 0.7l_0 = 0.7 \times 4.08 = 2.857 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2.88}{0.5} = 5.76 \\ \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.88}{0.55} = 5.24 \end{array} \right.$$

D'après les recommandations du RPA l'espacement t est pris égale à :

$$t \leq \min(10\phi_l ; 15\text{cm}) = \min(10 \times 2 ; 15\text{cm})$$

$$t \leq \min(20 ; 15\text{cm})$$

⇒ On adoptera alors **$t=10 \text{ cm}$** en zone nodale

$$t < 15\phi_l = 15 \times 2 = 30 \text{ cm}$$

⇒ On adoptera alors **$t=15 \text{ cm}$** en zone courante.

D'où :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \times t = \frac{2.5 \times 181.23}{550 \times 400} \times 30 = 6.17 \text{ cm}^2$$

- Calcul de la section de ferrailage transversale minimale $A_{t \min}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2.88}{0.5} = 5.76 \\ \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.88}{0.55} = 5.19 \end{array} \right.$$

$$\text{Si : } \lambda_g \geq 5 : A_{t \min} = 0.3\% (t \times b_1)$$

$$\text{Si : } \lambda_g \leq 3 : A_{t \min} = 0.8\% (t \times b_1)$$

Si : $3 < \lambda_g < 5$: interpolation entre les valeurs limites précédentes.

D'après l'interpolation on a :

$$\lambda_g = 5.19 > 5 \quad : A_{t \min} = 0.3\% (t \times b_1)$$

$$A_{t \min} = 1.5 \text{ cm}^2$$

. **Tableau.V.6:** Sections des armatures transversales

| Niveau | RDC | 1 ^{er} +2 ^{ème} étage | 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage | 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage | 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage |
|---------------------------------------|--------------------------------|--|---|---|---|
| Section (cm²) | 55×50 | 50×40 | 45×35 | 40×35 | 35×30 |
| Φ_{min} (cm) | 2.5 | 1.4 | 1.6 | 1.6 | 1.4 |
| l_f (cm) | 285.6 | 214.2 | 214.2 | 214.2 | 214.2 |
| Λ_g | 5.19 | 4.28 | 4.76 | 5.36 | 6.12 |
| Vu (KN) | 181.23 | 103.76 | 112.6 | 107.5 | 106.55 |
| l_r (cm) | 50 | 40 | 35 | 35 | 35 |
| t_{zone nodale} (cm) | 15 | 14 | 15 | 15 | 14 |
| t_{zone courante} (cm) | 30 | 21 | 24 | 24 | 21 |
| P | 2,5 | 2,5 | 2,5 | 2,5 | 2,5 |
| At (mm²) | 617.8 | 272.3 | 375.3 | 403.1 | 399.5 |
| A_{adopt} | 8T10 = 6.28 cm ² | 6T8 = 3.02 cm ² | 6T10 = 4.71 cm ² | 6T10 = 4.71 cm ² | 6T10 = 4.71 cm ² |

D'après le Code De Béton Armé (**CBA93. Article A7.1.3**), le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{t \max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \dots \text{ Cv}$$

❖ **Vérifications nécessaires :**

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 $l_0 = 4.08$ m et un effort normal égal à 1296.88 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 .

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

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 \quad \Rightarrow \quad l_f = 0.7 \times 408 = 285.6 \text{ cm}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{285.6}{50} = 19.78$$

$$\lambda = 19.78 < 50 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{19.78}{35}\right)^2} = 0.798$$

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

$$B_r = (h-2)(b-2) = 0.2544 \text{ m}^2$$

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

$$A = 39.6 \text{ cm}^2$$

$$\bar{N} = 0.798 \times \left[\frac{0.2544 \times 10^6 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 3960 \times \frac{400}{1.15} \right] = 4858.6 \text{ KN}$$

$$N_U = 1296.88 \text{ KN} < \bar{N} .$$

Donc pas de risque de flambement.

b) Vérification des contraintes de cisaillement :

D'après le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si : } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Vérification des contraintes de cisaillement.

| Niveau | Section (cm ²) | l _f (m) | λ _g | ρ _d | d (cm) | V _u (KN) | τ (MPa) | τ _{adm} (MPa) | observe action |
|--|----------------------------|--------------------|----------------|----------------|--------|---------------------|---------|------------------------|----------------|
| RDC | 55×50 | 2.86 | 5.71 | 0,075 | 52.00 | 181.2 | 0.7 | 1.88 | vérifiée |
| 1^{er},2^{eme} | 50×40 | 2.14 | 4.28 | 0.04 | 47.00 | 3.76 | 0.44 | 1.00 | vérifiée |
| 3^{eme},4^{eme} | 45×35 | 2.14 | 5.36 | 0.075 | 43.00 | 112.6 | 0.65 | 1.88 | vérifiée |
| 5^{eme},6^{eme} | 40×35 | 2.14 | 5.36 | 0.075 | 37.00 | 7.50 | 0.73 | 1.88 | vérifiée |
| 7^{eme},8^{eme} | 35×30 | 2.14 | 5.36 | 0.075 | 32.00 | 106.6 | 0.95 | 1.88 | vérifiée |

On déduit que la condition exigée par le **RPA99/2003** sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

➤ **Dispositions constructives :**

- ❖ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.

- ❖ Longueur des crochets :

On prend: 4HA25

- ❖ Longueur de recouvrement :

Selon le **RPA99 (Article 7.4.2.1)** la longueur minimale de recouvrement dans la zone II_a est de $40\emptyset$.

On prend: 4HA25

- ❖ **Schémas de ferrailage :**

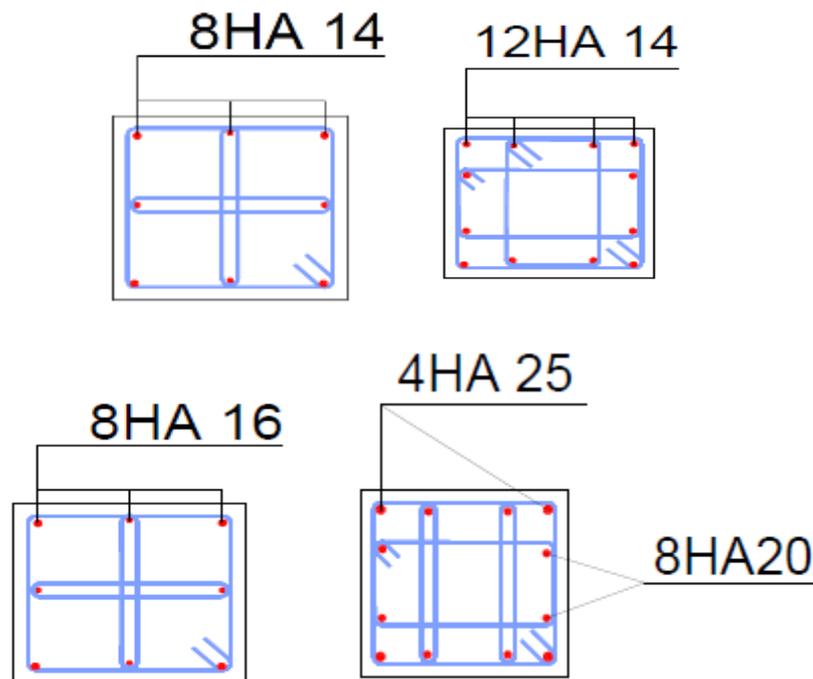


Figure V.2 : Schéma ferrailage des poteaux

V.3 Étude des poutres :

V.3.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux. Elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple, à partir du règlement BAEL91 puis on se rapportera au règlement du RPA99/V2003 pour vérifier le ferrailage minimum qui est en fonction de section du béton, avec les

sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu préjudiciable.

V.3.2 Rôle des poutres en béton armé :

Le rôle des poutres en BA est transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

V.3.3 Les combinaisons d'action :

On fait le calcul pour les combinaisons suivantes :

- Selon B.A.E.L 91[2] :(Combinaison fondamentale)
 - E L U 1,35 G + 1,5 Q
 - E L S G + Q
 - Selon RPA 99[1] : (situation accidentelle)
 - G + Q ± E
 - 0,8G ± E avec E : charge due à la force sismique.
- ✓ La combinaison (1.35G+1.5Q) nous permet de déterminer le moment maximum en travée.
 - ✓ La combinaison (G+Q±E) donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettre de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.
 - ✓ La combinaison (0.8G±E) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas ou $M > 0$ de déterminer le ferrailage inférieur au niveau des appuis.

V.3.4 Ferrailage des poutres :

Pour le ferrailage des poutres on doit respecter les recommandations données par les CBA et RPA 99.

V.3.4.1 Ferrailage longitudinal : RPA 99/2003 (Article 7.5.2.1) [4]

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ en zone II_a .

Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

V.3.4.2 Les armatures transversales : RPA 99/2003 (article 7.5.2.2) [4]

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$
- ✓ l'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) & \text{en zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

- ✓ La valeur du diamètre des armatures ϕ_1 longitudinales à prendre est le plus petit diamètre

Utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec 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 d'appui

Ou de l'encastrement.

V.3.5 Calcul de ferrailage :

❖ Ferrailage des poutres principales:

Tableau V.8: 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 |
| 30× 40 | 59.76 | 99.51 | 43.67 | 72.70 | 39.90 | 114.11 | 85.07 | 45.53 |

✓ Ferrailage en travée :

$$M_t^{max} = 85.07 \text{ KN .m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa.}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{85.07 \times 10^6}{300(360)^2 \times 14.17} = 0.15$$

$\mu \leq \mu_{AB}=0.186 \Rightarrow$ On est \rightarrow pivot A

$\mu < \mu_l=0.392 \rightarrow A'=0$

$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.2$

$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 331.2\text{mm}$

-Section des armatures :

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{85.07 \times 10^6}{331.2 \times \frac{400}{1.15}} = 738.086 \text{ mm}^2$$

$A_s = 7.38 \text{ cm}^2$ on prend 3HA12+3HA14 = 8.01 cm^2

La section d'acier minimale :

- Selon BAEL91mod 99[1]

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{min} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$A_s = \max(A_{min}, A_{calcul}) = \max(1.30 ; 7.38) = 7.38 \text{ cm}^2$.

$A_s = 7.38 \text{ cm}^2$

$$A_s > A_{min}$$

➤ **Ferrailage sur appuis :**

$M_{max} = 114.11 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{114.11 \times 10^6}{300(360)^2 \times 14.17} = 0.207$$

$\mu = 0.207 > \mu_{AB}=0.186 \rightarrow$ pivot B.

$\mu < \mu_l=0.392 \rightarrow A'=0$

$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.3$

$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 316.8\text{mm}$.

-Section des armatures :

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{114.11 \times 10^6}{316.8 \times \frac{400}{1.15}} = 1035.045 \text{ mm}^2$$

$A_s = 10.35 \text{ cm}^2$ on prend 3HA14+3HA16 = 10.65 cm^2 .

La section d'acier minimale :

- Selon BAEL91mod 99[1]

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{min} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{min}, A_{calcul}) = \max(1.30 ; 10.35) = 10.35 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 10.35 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{min} \quad \text{CV}$$

Tableau V.9 : Ferrailage des poutres principales.

| Position | M_u (kn. m) | μ | α | Z (mm) | A_s (cm^2) | A_{min} (cm^2) | $A_{adopté}$ (cm^2) |
|----------|---------------------|-----------|----------|-----------|----------------------------|--------------------------------|-------------------------------------|
| Travée | 85,07 | 0,15 | 0,2 | 331,2 | 7,38 | 1,30 | 3HA12+3HA14= 8.01 cm^2 |
| Appuis | 114,1 1 | 0,20 7 | 0,3 | 316,8 | 10,35 | 1,30 | 4HA14+3HA16= 10.65 cm^2 |

➤ **Vérification du ferrailage des poutres principales :**

➤ **Section minimale: RPA 99 (article 7.5.2.1)**

$$b = 30 \text{ cm} \quad ; \quad h = 40 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 0.005 (30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2$$

➤ **Section maximale : RPA 99 (article 7.5.2.1) :**

$$4\% b \times d \text{ en zone courante } (A_{s \max} = 0.04 \times 30 \times 36 = 43.2 \text{ cm}^2).$$

$$6\% b \times d \text{ en zone de recouvrement } (A_{s \max} = 0.06 \times 30 \times 36 = 64.8 \text{ cm}^2).$$

➤ **Vérification à L'ELU :**

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0, 2 \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa}\right\} = \min\{3,33; 5\} = 3,33 \text{ MPa}$$

Soit la poutre la plus sollicité :

$$V_{u \max} = 96,09 \text{ KN}$$

$$\text{Avec: } b = 30 \text{ cm} \quad , \quad h = 36 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{96,09 \times 10^3}{300 \times 360} = 0,89 \text{ MPA}$$

• **Calcul de la section des armatures transversales :**

Choix du diamètre :

On a :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{Imin}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{Iminh}\right) = \min\left(\frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 1,2\right)$$

$$\phi_t = 1,2 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2 \quad (\text{1cadre} + \text{1 étrier})$$

Espacement des barres :

Selon BAEL91 :

$$S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) \quad \text{avec} \begin{cases} S_{t1} \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \\ S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4b} \\ S_{t3} \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{b \times \gamma_s \times (\tau_u - 0,3f_{t28})} \end{cases}$$

$$S_{t1} = 32,4 \text{ cm}$$

$$S_{t2} = 67\text{cm}$$

$$S_{t3} = 80,66\text{cm}$$

$$S_t \leq \text{Min}(32,4; 67; 80,66) \quad S_t = 32,4 \text{ cm}$$

Selon RPA99 :

En zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = \text{Min}\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,2\right) = \text{Min}(10; 14,4)$$

$$S_t \leq 10\text{cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20$$

$$S_t \leq 20\text{cm}$$

Donc on adopte :

$$S_t = 10\text{cm} \quad \text{En zone nodale}$$

$$S_t = 15\text{cm} \quad \text{En zone courante.}$$

- **Vérification de la section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :**

$$A_{tmin} \leq A_t$$

$$A_{tmin} = 0,003 \times S_t \times b = 1,35\text{cm}^2$$

$$A_{tmin} = 1,35\text{cm}^2 \leq A_t = 2,01\text{cm}^2 \quad \text{CV}$$

- **La longueur minimale des recouvrements des armatures longitudinales :**

D'après le RPA99V2003 la longueur minimale de recouvrement dans la zone II_a est de $40\emptyset$.

$$L_r = 40 \times \emptyset_1 = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

On adopte : $L_r = 50 \text{ cm}$

$$L_r = 40 \times \emptyset_1 = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

On adopte : $L_r = 60 \text{ cm}$

➤ **Vérification à L'ELS :**

➤ **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Serxy}}{I}$$

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

En travée :

$$M_t = 43,67 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 + \eta (y-d') A_s' - \eta A_{st}(d-y) = 0$$

$$\eta = 15 ; \quad A_s' = 0 \quad A_{st} = 8,01 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times Y^2 - 15 \times 8,01(36-y) = 0$$

$$Y = 13,44 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta A_{st} (d-y)^2 + \eta (d-y)^2 A_s'$$

$$I = \frac{1}{3} \times 30 \times 13,44^3 + 15 \times 8,01(36 - 13,44)^2 = 85427,9308 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Serxy}}{I} = \frac{43,67 \times 10^6 \times 134}{85427,9308 \times 10^4} = 6,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,88 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Sur appuis :

$$M_a = 72,70 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 + \eta (y-d') A_s' - \eta A_{st}(d-y) = 0$$

$$\eta = 15 ; \quad A_s' = 0 \quad A_{st} = 10,65 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times Y^2 - 15 \times 10,65(36-y) = 0$$

$$Y = 14,96 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}by^3 + \eta A_{st} (d-y)^2 + \eta (d-y)^2 A_s'$$

$$I = \frac{1}{3} \times 30 \times 14,96^3 + 15 \times 10,65(36 - 14,96)^2 = 104199,105 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Serxy}}{I} = \frac{72,70 \times 10^6 \times 149,6}{104199,105 \times 10^4} = 10,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10,44 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Tableau V.10 : Vérification a l'ELS de la poutre principale.

| | M (kn ,m) | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ _{bc} (MPa) | σ̄ _{bc} (MPa) | Observation |
|---------------|-----------|--------|----------------------|-----------------------|------------------------|-------------|
| Travée | 43,67 | 13,44 | 85427,9308 | 6,88 | 15 | CV |
| Appuis | -72,70 | 14,96 | 104199,105 | 10,44 | 15 | CV |

➤ **Vérification de la flèche : BAEL 91(artcle B.6.5.1).**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \Rightarrow \frac{400}{4080} = 0,098 \geq \frac{0,43}{10} = 0,043 \quad \text{CV} \\ \rho = \frac{A}{b_o \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{8,01}{300 \times 360} = 0,0074 \leq 0,0105 \quad \text{CV} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{400}{4080} = 0,098 \geq 0,0625 \quad \text{CV} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **Ferrailage des poutres secondaires:**

Tableau V.11: Sollicitations de la poutre Secondaire.

| Section | ELU (KN .m) | | ELS (KN .m) | | G+Q+E (KN .m) | | 0.8G-E (KN .m) | |
|---------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | M _t | M _a |
| 30× 30 | 44,67 | 42,60 | 32,42 | 30,94 | 7,36 | 86,88 | 88,01 | 13,57 |

Tableau V.12 : Ferrailage des poutres secondaires

| Position | M _u | μ | α | Z (mm) | A _s (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _{adopté} (cm ²) |
|---------------|----------------|------|-----|--------|-----------------------------------|-------------------------------------|--|
| Travée | 88,01 | 0,28 | 0,4 | 226,8 | 11,15 | 0,98 | 6HA16=12,06 cm ² |
| Appuis | 86,88 | 0,28 | 0,4 | 226,8 | 11,01 | 0,98 | 6HA16=12,06cm ² |

➤ **Vérification du ferrailage des poutres Secondaires :**

➤ **Section minimale: RPA 99 (artcle 7.5.2.1)**

$$b = 30 \text{ cm} \quad ; \quad h = 30 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 0.005 (30 \times 30) = 4,5 \text{ cm}^2$$

➤ **Section maximale : RPA 99 (article 7.5.2.1) :**

$$4\% b \times d \text{ en zone courante } (A_{s \max} = 0,04 \times 30 \times 27 = 32,4 \text{ cm}^2).$$

$$6\% b \times d \text{ en zone de recouvrement } (A_{s \max} = 0,06 \times 30 \times 27 = 48,6 \text{ cm}^2).$$

➤ **Vérification à L'ELU :**

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33; 5 \} = 3,33 \text{ MPa}$$

Soit la poutre la plus sollicitée :

$$V_{u \max} = 129,06 \text{ KN}$$

Avec: $b = 30 \text{ cm}$, $h = 27 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{129,06}{300 \times 270} = 1,55 \text{ MPa}$$

• **Calcul de la section des armatures transversales :**

Choix du diamètre :

On a :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{Imin} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{Imin} \right) = \min \left(\frac{300}{35}; \frac{300}{10}; 1,2 \right)$$

$$\phi_t = 1,2 \text{ cm}$$

On prend : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1 cadre + 1 étrier)

Espacement des barres :

Selon BAEL91 :

$$S_t \leq \min (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) \quad \text{avec} \quad \begin{cases} S_{t1} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4b} \\ S_{t3} \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{b \times \gamma_s \times (\tau_u - 0,3 f_{t28})} \end{cases}$$

$$S_{t1} = 32,4 \text{ cm}$$

$$S_{t2} = 67\text{cm}$$

$$S_{t3} = 40,33$$

$$S_t \leq \text{Min} (32,4 ; 67;40,33) \quad S_t = 32,4 \text{ cm}$$

Selon RPA99 :

En zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_t \right) = \text{Min} \left(\frac{40}{4} ; 12 \times 1,2 \right) = \text{Min} (10 ; 14,4)$$

$$S_t \leq 10\text{cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15$$

$$S_t \leq 15\text{cm}$$

Donc on adopte :

$$S_t = 10\text{cm} \quad \text{En zone nodale}$$

$$S_t = 15\text{cm} \quad \text{En zone courante.}$$

- **Vérification de la section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :**

$$A_{t\text{min}} \leq A_t$$

$$A_{t\text{min}} = 0,003 \times S_t \times b = 1,35\text{cm}^2$$

$$A_{t\text{min}} = 1,35\text{cm}^2 \leq A_t = 2,01\text{cm}^2 \quad \text{CV}$$

- **La longueur minimale des recouvrements des armatures longitudinales :**

D'après le RPA99V2003 la longueur minimale de recouvrement dans la zone II_a est de 40ϕ .

$$L_r = 40 \times \phi_1 = 40 \times 1,6 = 64\text{cm}$$

On adopte : $L_r = 70\text{cm}$

- **Vérification à L'ELS :**
- **Vérification de l'état limite de compression du béton :**

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

Tableau V.13: Vérification à l'ELS de la poutre Secondaire.

| | M (KN.m) | Y (cm) | I (cm ⁴) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | Observation |
|---------------|-------------|-----------|----------------------|---------------------|---------------------------|-------------|
| Travée | 32,42 | 12,99 | 57426,4091 | 7,33 | 15 | CV |
| Appuis | -30,94 | 12,99 | 57426,4091 | 6,99 | 15 | CV |

➤ **Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1).**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \Rightarrow \frac{300}{4080} = 0,098 \geq \frac{0,32}{10} = 0,032 \quad CV \\ \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{12,06}{300 \times 270} = 0,0014 \leq 0,0105 \quad CV \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{400}{4080} = 0,098 \geq 0,0625 \quad CV \end{array} \right.$$

➤ **Schema de Ferrailage:**

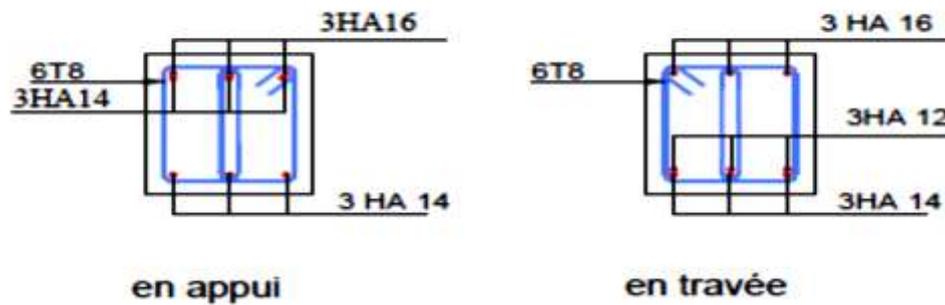


Figure V.3 : Schéma ferrailage des poutres principales

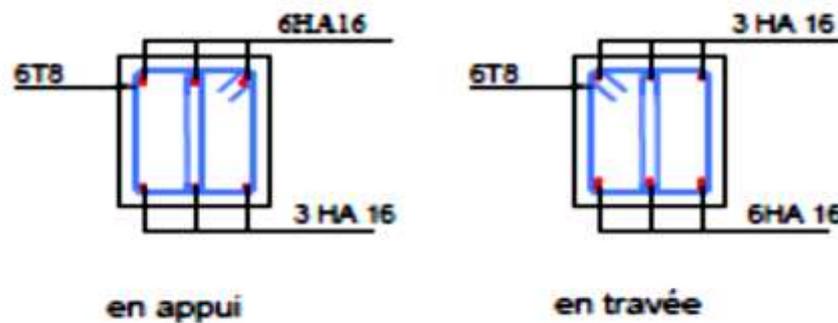


Figure V.4: Schéma ferrailage des poutres secondaire.

V.4 Les voile :

Le RPA99 version 2003 (Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone II_a .

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragmes. Entre chaque voile la sollicitation se répartit proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation.

Les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol. Le mode de fonctionnement d'une structure comportant des voiles de contreventement dépend donc fortement du comportement de chaque élément individuel. Le comportement d'un élément de voile est complexe puisqu'il dépend à la fois de son élancement, de la disposition en plan de l'ensemble des voiles, de l'importance des charges verticales et de la forme de sa section. De ce point de vue, il est généralement reconnu que la modélisation du comportement des voiles est bien plus complexe que celle des éléments linéaires (poutres et poteaux).

Un voile est considéré comme une console encadrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

- Voiles élancés avec : $(\frac{h}{l} > 1,5)$
- Voiles courts avec : $(\frac{h}{l} < 1,5)$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus, on doit respecter les modalités suivantes :

- Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.
- Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- ✓ $1.35 G + 1.5Q$
- ✓ $G + Q + E$
- ✓ $0.8 G + E$

➤ **Armatures verticales : R.P.A 99 (A7.7.4.1)[4] :**

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

- $M^{max} \rightarrow N^{corr}$

- $N^{max} \rightarrow M^{corr}$
- $N^{min} \rightarrow M^{corr}$

V.4.1 Recommandations du RPA99/2003:

❖ Armatures verticales : [4]

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit:

Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20%

La section du béton, $A_{min} = 0.20\% \times I_t \times e$

Avec :

I_t : Longueur de la zone tendue

e : épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

❖ Armatures Horizontal : [4]

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10Φ .

❖ Armatures Transversales : [4]

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres /m²

❖ Règles communes [RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3] :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné

Comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10%

L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est :

$$S_t \leq \min(1,5e; 30cm)$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre Carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about)

Ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- 40Φ Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts Est possible.

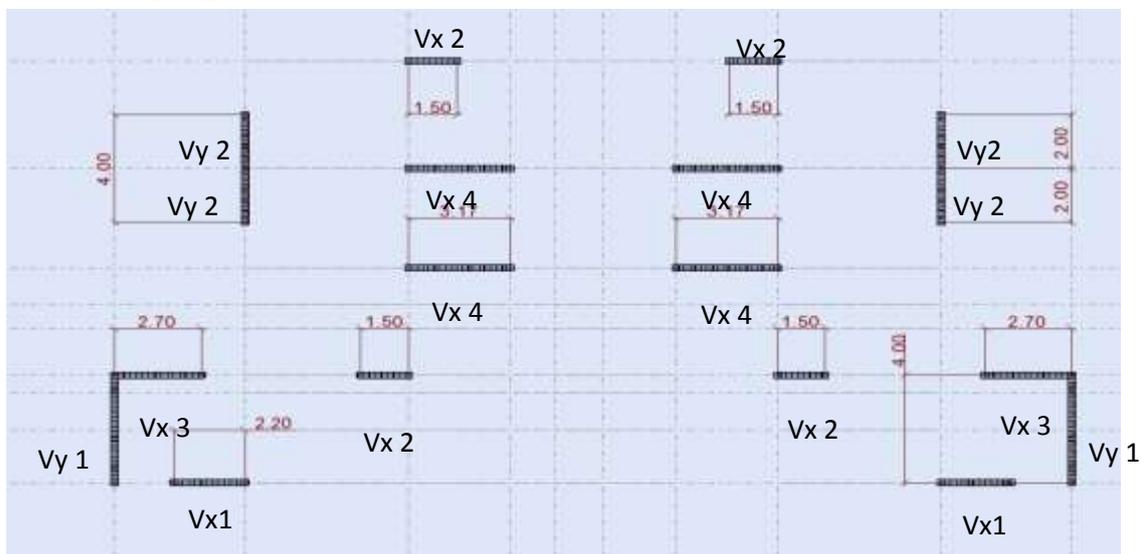
- 20Φ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les Combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de Couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{Vj} = 11\bar{V}/f_e \quad \text{avec : } V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement

➤ $e=20cm$



V.4.2 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel **ROBOT**, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

➤ $e=20cm$

Tableau V.14 : Sollicitations des voiles dans les deux sens

| | | G+Q+E | | ELU | | 0.8G±E | | Vmax |
|---|-------|---|---------------------|---|---------------------|---|---------------------|--------|
| | | M ^{max} et N ^{corres} | | N ^{max} et M ^{corres} | | N ^{min} et M ^{corres} | | |
| Voiles | | M ^{max} | N ^{corres} | N ^{max} | M ^{corres} | N ^{min} | M ^{corres} | |
| Rdc+1 ^{er} +2 ^{eme} etage | | | | | | | | |
| Vx1 | 2.2m | 436.04 | 934.65 | 893.39 | 35.95 | 166.69 | 419.89 | 115.32 |
| Vx2 | 1.5m | 210.54 | 854.39 | 1065.89 | 6.35 | 158.03 | 175.59 | 78.66 |
| Vx3 | 2.7m | 704.28 | 1379.53 | 1003.23 | 11.17 | -93.03 | 691.62 | 197.73 |
| Vx4 | 3.17m | 896.08 | 1223.34 | 1858.93 | 14.96 | 618.53 | 29.35 | 206.71 |
| Vy1 | 4m | 1218.65 | 515.21 | 1231.64 | 176.28 | -51.96 | 59.91 | 304.65 |
| Vy2 | 2m | 441.10 | 1754.67 | 877.57 | 58.02 | 42.05 | 169.28 | 180.30 |

| | | G+Q+E | | ELU | | 0.8G±E | | Vmax |
|--|-------|---|---------------------|---|---------------------|---|---------------------|--------|
| | | M ^{max} et N ^{corres} | | N ^{max} et M ^{corres} | | N ^{min} et M ^{corres} | | |
| Voiles | | M ^{max} | N ^{corres} | N ^{max} | M ^{corres} | N ^{min} | M ^{corres} | |
| 3 ^{eme} +4 ^{eme} +5 ^{eme} etage | | | | | | | | |
| Vx1 | 2.2m | 197.94 | 576.07 | 678.13 | 14.71 | 116.67 | 32.91 | 103.29 |
| Vx2 | 1.5m | 95.13 | 731.43 | 845.42 | 41.77 | 194.95 | 5.95 | 45.50 |
| Vx3 | 2.7m | 333.62 | 646.40 | 721.42 | 37.7 | -3.63 | 5.74 | 194.03 |
| Vx4 | 3.17m | 437.92 | 1011.02 | 1556.50 | 16.22 | 468.97 | 62.64 | 129.04 |
| Vy1 | 4m | 722.55 | 939.04 | 946.58 | 139.59 | 4.41 | 34.85 | 276.30 |
| Vy2 | 2m | 159.17 | 665.59 | 583.88 | 4.87 | 0.72 | 129.62 | 120.54 |

| | | G+Q±E | | ELU | | 0.8G±E | | Vmax |
|--|-------|---|---------------------|--|--------------------|---|---------------------|--------|
| | | M ^{max} et N ^{corres} | | N ^{max} et M ^{corre} | | N ^{min} et M ^{corres} | | |
| Voiles | | M ^{max} | N ^{corres} | N ^{max} | M ^{corre} | N ^{min} | M ^{corres} | |
| 6 ^{eme} +7 ^{eme} +8 ^{eme} etage | | | | | | | | |
| Vx1 | 2.2m | 91.25 | 346.87 | 405.42 | 9.92 | 21.07 | 9.21 | 79.27 |
| Vx2 | 1.5m | 57.96 | 413.40 | 501.61 | 37.59 | 70.44 | 5.85 | 54.39 |
| Vx3 | 2.7m | 137.26 | 407.21 | 384.14 | 46.62 | 34.34 | 43.22 | 149.59 |
| Vx4 | 3.17m | 156.16 | 257.49 | 962.04 | 21.06 | 176.20 | 146.34 | 73.73 |
| Vy1 | 4m | 218.52 | 455.50 | 508.94 | 80.31 | 59.09 | 46.23 | 170.91 |
| Vy2 | 2m | 56.73 | 359.09 | 341.11 | 19.73 | 3.63 | 31.96 | 74.49 |

V.4.3 Ferrailages des voiles :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC dont les sollicitations sont les suivantes :

$$N^{\max} = 893,39\text{KN} \rightarrow M^{\text{corre}} = 35,95 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$N^{\min} = 166,69 \text{ KN} \rightarrow M^{\text{corre}} = 419,89 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M^{\max} = 436,04\text{KN} \rightarrow N^{\text{corre}} = 934,65\text{KN} \cdot \text{m}$$

❖ Calcul des armatures verticales :

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times I$)

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 2,20 \text{ m} ; d = 2,15 ; e = 0,20 \text{ m.}$$

Cas1 :

$$N_{max} = 893,39 \text{ kN} \rightarrow M_{corr} = 35,95 \text{ kN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{35,95}{893,39} = 0,0402 \text{ m}$$

$$e_G = 4,02 \text{ cm} \leq \frac{L}{2} = \frac{220}{2} = 110 \text{ cm}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{2,20}{2} = 1,1 \text{ m}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,2 \times 2,2^3}{12} = 0,17 \text{ m}^4$$

$$B = L \times e = 2,20 \times 0,2 = 0,44 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{893,39}{0,44} + \frac{35,95}{0,17} \times 1,1 = 2,26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{893,39}{0,44} - \frac{35,95}{0,17} \times 1,1 = 1,80 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = 2,26 \text{ MPa} > 0 \\ \sigma_{min} = 1,80 \text{ MPa} > 0 \end{cases} \quad \text{La section est entièrement comprimée}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{35,95}{893,39} = 4,02 \text{ cm}$$

$$e_a = \text{Max} \left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right) = \text{Max} \left(2 \text{ cm} ; \frac{220}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 4,02 + 2 = 4,02 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3I_f^3}{10^3 h} (2 + \alpha \varphi)$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{21,55}{21,55 + 4,57} = 0,82$$

$\varphi = 2$ cas générale

$$e_2 = \frac{3 \times 2,856^3}{10^3 \times 2,20} (2 + 2 \times 0,82) = 0,12 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 4,14 \text{ cm}$$

$$M_u = N_u \times e = 893,38 \times 4,14 \times 10^{-2} = 36,98 \text{ kN.m}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 36,98 + 893,39 \left(2,15 - \frac{2,20}{2} \right) = 975,039 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{975,039 \times 10^6}{200(2150)^2 \times 14,17} = 0,074$$

$$\mu_{bu} = 0,074 \leq 0,493 \text{ partiellement comprimé}$$

$$\mu_{bu} = 0.207 \leq \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{pivot A.}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha_{bu} = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow = 0,096$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha_{bu}) = 2067,44 \text{ mm}$$

$$A_1 = \frac{M_u A}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{975,039 \times 10^6}{2067,44 \times \frac{400}{1,15}} = 1355,22 \text{ mm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{su}} = 1355,22 - \frac{975,039 \times 10^3}{\frac{400}{1,15}} = -1446,62 \text{ cm}^2$$

$A = 0 \text{ cm}^2$: Il n'est pas nécessaire de mettre des armatures, le béton seul suffira

❖ Calcul des armatures minimales dans tout le voile:

-Calcul de la section minimale :

$$A_{min} = 0.15\% (b \times h)$$

$$A_{min} = 0.0015 \times 20 \times 220 = 6,6 \text{ cm}^2$$

-Armatures minimale dans la zone tendue donnée par le RPA est :

$$A_{min} = 0.2\% \times I_t \times e$$

$$I_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V$$

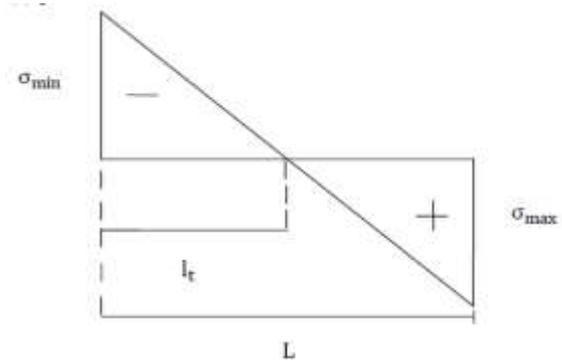


Figure V.5 : Schéma de contraintes

Armatures minimale dans la zone comprimée:

$$A_{min} = 0.1\% \times I_c \times b$$

$$I_c = L - 2 \times l_t$$

❖ Calcul des armatures horizontales :

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 115,32 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \times V_d}{e \times d}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \times 115,32 \times 10^3}{200 \times 2150} = 0,37$$

Espacement des barres horizontales :

$$S_t \leq \min(1,5e ; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$$

En pend $S_t = 20\text{cm}$

$$A_h = \frac{0,37 \times 200 \times 200}{0,8 \times 400} = 0,46\text{cm}^2$$

Choix des barres :

Armatures verticales :

En zone comprimé : $A = 0\text{cm}^2$: Il n'est pas nécessaire de mettre des armatures, le béton seul suffira.

Donc : on va ferrailer A_{min} ($A_{min} = 6,6\text{cm}^2$)

$$A = 7\text{HA}12 = 7,92\text{cm}^2$$

Choix des armatures horizontales :

$$A_h = 6\text{HA}10 = 4,71\text{cm}^2$$

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles.

Tableau V.15 : Sollicitations et ferrailage des voiles dans le deux sens

e=20cm

Rdc+1^{er}+2^{eme} étage

| Voile | V_{X1} | V_{X2} | V_{X3} | V_{X4} | V_{y1} | V_{y2} |
|--|--------------------------|------------------------|-------------------------|---------------------------|----------------------|----------------------|
| Section (Le)cm^2 | $2,20 \times 0,2 = 0,44$ | $1,5 \times 0,2 = 0,3$ | $2,7 \times 0,2 = 0,54$ | $3,17 \times 0,2 = 0,634$ | $4 \times 0,2 = 0,8$ | $2 \times 0,2 = 0,4$ |
| N(KN) | 893,39 | 1065,89 | 1003,23 | 1858,93 | 1231,64 | 877,57 |
| M(KN/m) | 35,95 | 6,35 | 11,17 | 14,96 | 176,28 | 58,02 |
| V(KN) | 115,32 | 78,66 | 197,73 | 206,71 | 304,65 | 180,30 |
| Section | SPC | SPC | SPC | SPC | SPC | SPC |
| τ (MPa) | 0,37 | 0,38 | 0,52 | 0,46 | 0,54 | 0,64 |
| $\bar{\tau}$ (MPa) | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| L_{tendue} (m) | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| A_{cal} (cm^2) | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| A_{min} (cm^2) | 6,6 | 4,5 | 8,1 | 9,51 | 12 | 6 |
| N bare/fac e | 7HA12=7,92 | 5HA12=5,65 | 8HA12=9,05 | 9HA12=10,18 | 12HA12=13,57 | 7HAA12=7,92 |
| S_t (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 |

| | | | | | | |
|-----------------------------------|------------|------------|------------|------------|------------|-------------|
| $A_{h\text{ cal}}(\text{cm}^2)$ | 4,6 | 4,7 | 6,5 | 5,7 | 6,7 | 8,01 |
| $A_{h\text{ adopt}}(\text{cm}^2)$ | 4,71 | 4,71 | 7,07 | 6,28 | 7,07 | 8,64 |
| N bare/face | 6HA10=4,71 | 6HA10=4,71 | 9HA10=7,07 | 8HA10=6,28 | 9HA10=7,07 | 11HA10=8,64 |
| $S_t(\text{cm})$ | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 |

3^{eme} +4^{eme} +5^{eme} étage

| Voile | V_{X1} | V_{X2} | V_{X3} | V_{X4} | V_{y1} | V_{y2} |
|-----------------------------------|----------------|-----------------|------------------|--------------------|---------------|------------|
| Section (Le) cm^2 | 2,200,2 = 0,44 | 1,5 × 0,2 = 0,3 | 2,7 × 0,2 = 0,54 | 3,17 × 0,2 = 0,634 | 4 × 0,2 = 0,8 | 20,2 = 0,4 |
| N(KN) | 678.13 | 845.42 | 721.42 | 1556.50 | 946.58 | 583.88 |
| M(KN/m) | 14.71 | 41.77 | 37.7 | 16.22 | 139.59 | 4.87 |
| V(KN) | 103.29 | 45.50 | 194.03 | 129.04 | 276.30 | 120.54 |
| Section | SPC | SPC | SPC | SPC | SPC | SPC |
| τ (MPa) | 0,34 | 0,22 | 0,39 | 0,29 | 0,49 | 0,43 |
| $\bar{\tau}$ (MPa) | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| L_{tendue} (m) | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| $A_{cal}(\text{cm}^2)$ | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| $A_{min}(\text{cm}^2)$ | 6,6 | 4,5 | 8,1 | 9,51 | 12 | 6 |
| N bare/face | 7HA12=7,92 | 5HA12=5,65 | 8HA12=9,05 | 9HA12=10,18 | 12HA12=13,57 | 7HA12=7,92 |
| $S_t(\text{cm})$ | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 |
| $A_{h\text{ cal}}(\text{cm}^2)$ | 4,2 | 2,7 | 4,9 | 3,6 | 6,1 | 5,4 |
| $A_{h\text{ adopt}}(\text{cm}^2)$ | 4,71 | 3,14 | 5,50 | 3,93 | 6,28 | 5,50 |
| N bare/face | 6HA10=4,71 | 4HA10=3,14 | 7HA10=5,50 | 5HA10=3,93 | 8HA10=6,28 | 7HA10=5,50 |
| $S_t(\text{cm})$ | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 |

6^{eme} +7^{eme} +8^{eme} étage

| Voile | V_{X1} | V_{X2} | V_{X3} | V_{X4} | V_{y1} | V_{y2} |
|-------------------------------|-------------------|-----------------|------------------|--------------------|---------------|---------------|
| Section (L × e) cm^2 | 2,20 × 0,2 = 0,44 | 1,5 × 0,2 = 0,3 | 2,7 × 0,2 = 0,54 | 3,17 × 0,2 = 0,634 | 4 × 0,2 = 0,8 | 2 × 0,2 = 0,4 |
| N(KN) | 405.42 | 501.61 | 384.14 | 962.04 | 508.94 | 341.11 |
| M(KN/m) | 9.92 | 37.59 | 46.62 | 21.06 | 80.31 | 19.73 |
| V(KN) | 79.27 | 54.39 | 149.59 | 73.73 | 170.91 | 74.49 |
| Section | SPC | SPC | SPC | SPC | SPC | SPC |
| τ (MPa) | 0,26 | 0,26 | 0,39 | 0,16 | 0,30 | 0,27 |
| $\bar{\tau}$ (MPa) | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 |

| | | | | | | |
|---------------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|------------------|----------------|
| $L_{tendue}(m)$ | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| $A_{cal}(cm^2)$ | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| $A_{min}(cm^2)$ | 6,6 | 4,5 | 8,1 | 9,51 | 12 | 6 |
| N bare/face | 7HA12= 7,92 | 5HA12= 5,65 | 8HA12= 9,05 | 9HA12= 10,18 | 12HA12= 13,57 | 7HA12= 7,92 |
| $S_t(cm)$ | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 |
| $A_{h cal}(cm^2)$ | 3,2 | 3,2 | 4,9 | 2,03 | 3,7 | 3,3 |
| $A_{h adopt}(cm^2)$ | 3,93 | 3,93 | 5,50 | 3,93 | 3,93 | 3,93 |
| N bare/face | 5HA10= 3,93 | 5HA10= 3,93 | 7HA10= 5,50 | 5HA10= 3,93 | 5HA10= 3,93 | 5HA10= 3,93 |
| $S_t(cm)$ | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 |

➤ Schéma de ferrailage :

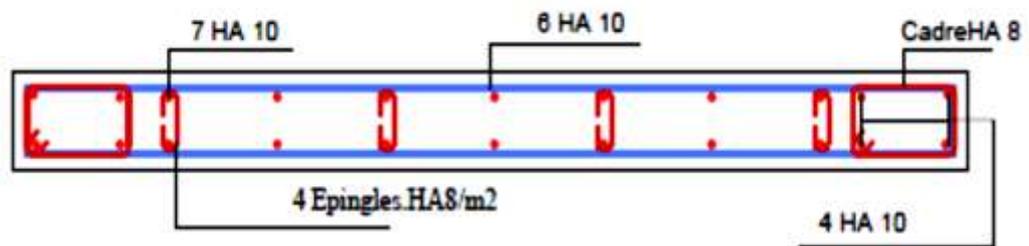


Figure V.6: Schéma ferrailage des voiles e=20cm

➤ e=15cm

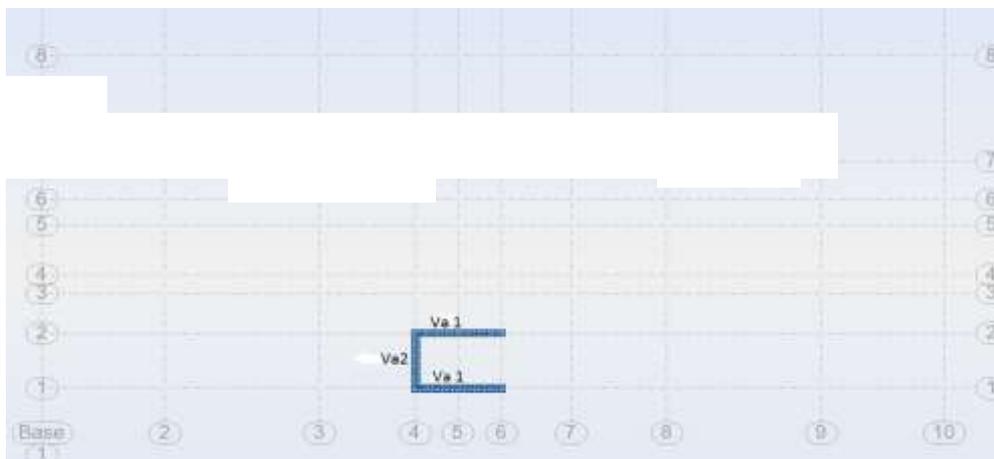


Tableau V.16 : Sollicitations des voiles

| | | G+Q±E | | ELU | | 0.8G±E | | Vmax |
|--|-------|---|---------------------|---|---------------------|---|---------------------|--------|
| | | M ^{max} et N ^{corres} | | N ^{max} et M ^{corres} | | N ^{min} et M ^{corres} | | |
| Voiles | | M ^{max} | N ^{corres} | N ^{max} | M ^{corres} | N ^{min} | M ^{corres} | |
| Rdc+1^{er} +2^{eme} étage | | | | | | | | |
| Va1 | 2.58m | 856.65 | 1278.40 | 1214.18 | 15.26 | 68.62 | 835.48 | 356.25 |
| Va2 | 1.95m | 560.79 | 620.09 | 726.46 | 35.25 | 152.36 | 4.46 | 422.10 |

| | | G+Q±E | | ELU | | 0.8G±E | | Vmax |
|--|-------|---|---------------------|---|---------------------|---|---------------------|--------|
| | | M ^{max} et N ^{corres} | | N ^{max} et M ^{corres} | | N ^{min} et M ^{corres} | | |
| Voiles | | M ^{max} | N ^{corres} | N ^{max} | M ^{corres} | N ^{min} | M ^{corres} | |
| 3^{eme} +4^{eme} +5^{eme} étage | | | | | | | | |
| Va1 | 2.58m | 257.78 | 165.97 | 880.51 | 9.54 | 29.20 | 36.73 | 356.25 |
| Va2 | 1.95m | 125.92 | 630.13 | 545.38 | 20.43 | -28.38 | 78.24 | 422.10 |

| | | G+Q±E | | ELU | | 0.8G±E | | Vmax |
|--|-------|---|---------------------|---|---------------------|---|---------------------|--------|
| | | M ^{max} et N ^{corres} | | N ^{max} et M ^{corres} | | N ^{min} et M ^{corres} | | |
| Voiles | | M ^{max} | N ^{corres} | N ^{max} | M ^{corres} | N ^{min} | M ^{corres} | |
| 6^{eme} +7^{eme} +8^{eme} étage | | | | | | | | |
| Va1 | 2.58m | 72.31 | 667.67 | 459.32 | 18.72 | -3.75 | 113.82 | 356.25 |
| Va2 | 1.95m | 99.80 | 347.99 | 302.70 | 19.60 | -0.31 | 5.24 | 422.10 |

Tableau V.17 : Sollicitations et ferrailage des voiles

Rdc+1^{er} +2^{eme} étage

| Voile | Va1 | Va2 |
|---|-----------------|-----------------|
| Section (L× e)cm ² | 2,58× 0,15=0,43 | 1,95× 0,15=0,29 |
| N(KN) | 1214.18 | 726.46 |
| M(KN/m) | 15.26 | 35.25 |
| V(KN) | 356.25 | 422.10 |
| Section | SPC | SPC |
| τ (MPa) | 1,28 | 2,02 |
| τ̄(MPa) | 5 | 5 |
| A _{min} (cm ²) | 7,74 | 5,85 |
| N bare/face | 7HA12=7,92 | 6HA12=6,79 |
| S _t (cm) | 20 | 20 |
| A _{h cal} (cm ²) | 12,28 | 18,9 |
| A _{h adopt} (cm ²) | 12,57 | 21,99 |
| N bare/face | 4HA20=12,57 | 7HA20=21,99 |
| S _t (cm) | 20 | 20 |

3^{eme} à 8^{eme} étage

| Voile | Va1 | Va2 |
|---|--------------------|--------------------|
| Section (L × e) cm ² | 2,58 × 0,15 = 0,43 | 1,95 × 0,15 = 0,29 |
| N (KN) | 880.51 | 9.54 |
| M (KN/m) | 545.38 | 20.43 |
| V (KN) | 302.70 | 422.10 |
| Section | SPC | SPC |
| τ (MPa) | 1,28 | 2,02 |
| $\bar{\tau}$ (MPa) | 5 | 5 |
| A _{min} (cm ²) | 7,74 | 5,85 |
| N bare/face | 7HA12=7,92 | 6HA12=6,79 |
| S _t (cm) | 20 | 20 |
| A _{h cal} (cm ²) | 12,28 | 18,9 |
| A _{h adopt} (cm ²) | 12,57 | 21,99 |
| N bare/face | 4HA20=12,57 | 7HA20=21,99 |
| S _t (cm) | 20 | 20 |

➤ Schéma de ferrailage :

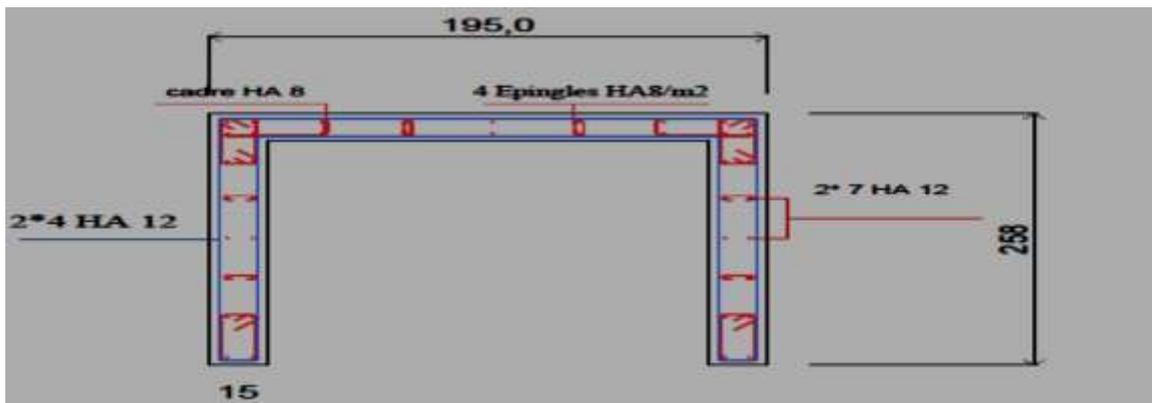


Figure V.7 : Schéma ferrailage des voiles e=15cm

V.5 Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux, Au terme de ce chapitre, nous avons étudié ces différents éléments.

Chapitre VI

Étude de l'infrastructure

VI.1.Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure. Un choix judicieux du système de fondations doit toujours satisfaire les exigences concernant la sécurité (capacité portante) et l'aptitude au service. De plus, des considérations d'ordre économique, esthétique et d'impact sur l'environnement sont à respecter. L'ingénieur des structures est généralement confronté à plusieurs solutions possibles et doit opérer des choix concernant le :

- Taux de travail sur le sol.
- Genre de structure (souple, rigide).
- Type de fondations.

Le choix de la fondation doit satisfaire les -critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigide).
- facilite d'exécution (coffrage).
- Économie (ferraillage).

Etude du laboratoire du sol

- Le terrain est plat.
- La contrainte admissible recommandée est de : 1.5 bar.
- le laboratoire conseille de projeter les fondations dans sol à partir de 1.5m de profondeur.

VI.2.Choix et type de fondations :

Pour le choix de type de semelle, nous supposons en premier lieu, que les semelles de notre projet sont des semelles isolées. Le dimensionnement du coffrage de ces semelles s'effectuera à l'état limite de service sous l'effort normal maximal dans les éléments les plus chargés statiquement.

a) La surface de semelle se calculera comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{semelle isolée sous poteau} \\ \text{semelle continue sous voile} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} (A \times B) \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} \\ (A \times L) \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} \end{array}$$

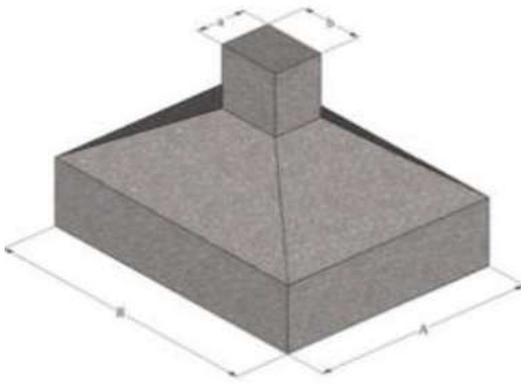


Figure VI.1 : Semelle isolée.

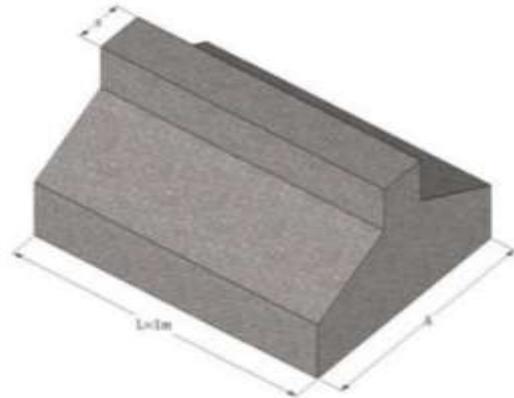


Figure VI.2 : Semelle filante.

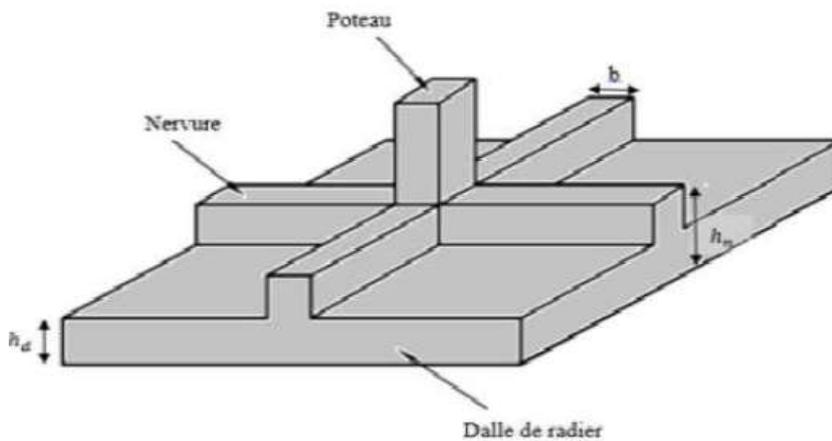


Figure VI.3 : Dimensions du radier générale.

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 1.5bar, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{si } \Rightarrow \frac{\text{stot des fondation}}{\text{stot de projet}} \leq 50\% \Rightarrow \text{semelles (isolees, filantes)} \\ \text{si } \Rightarrow \frac{\text{stot des fondation}}{\text{stot de projet}} \geq 50\% \Rightarrow \text{radier general} \end{array} \right. \quad \text{N}$$

Sachant que :

$$S_{\text{tot}} = \frac{\sum N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

On a : $N_{\text{ser}} = 41607.70\text{KN}$.

$$S_{\text{tot}} = \frac{\sum N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{41607.70}{150} = 277.38\text{m}^2$$

La somme des surfaces des semelles sous différent éléments 277.38m^2

b) Surface de la structure :

$$S_{\text{tot}}^{\text{BLOC}} = 457.7\text{m}^2$$

$$\frac{\sum \text{Surface des semelles}}{\text{surface total du bloc}} \times 100 = \frac{277.38}{457.7} \times 100 = 60.603\% > 50\%$$

On remarque que la somme surface des semelles est supérieurs à la moitié de la surface totale.

Donc, On adopte un radier général nervuré.

VI.2.1. Radier général :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle, minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- La facilité d'exécution.
- Lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions.
- Lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un

Rôle répartiteur de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement général de la construction

VI.2.1.1. Pré dimensionnement du radier :

a) La hauteur du radier

- Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm .

- Selon les conditions forfaitaires :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$L_{\max} = \frac{545}{8} \leq h_r \leq \frac{545}{5} \Rightarrow 68.125 \leq h \leq 109 ; \text{ on adopte } h_r = 100\text{cm}$$

- Selon la condition de rigidité :

Pour que le radier soit considéré comme étant rigide il faut que :

$$L_e = \left(\frac{4EI}{Kb} \right)^{1/4} = 18.23 \geq \frac{2}{\pi} L_{\max} = 4.01$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

E : Module d'élasticité du béton est pris égal en moyenne à $E = 20000000\text{Mpa}$

b : Largeur de la bande de 1m du radier.

I : Inertie d'une section en T

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. Pour un sol moyen

$$(K = 40000\text{KN/m}^3)$$

On prend: $h_r = 1\text{m}$.

b) Epaisseur de la dalle :

La hauteur de la dalle du radier doit satisfaire les 2 conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_d = \frac{L_{\max}}{20} = \frac{5.45}{20} = 0.27\text{m} \\ \Rightarrow h_d = 65\text{cm} \\ h_d \geq 25\text{cm} \end{array} \right.$$

❖ Poutres de libage (Nervure) :

- Hauteur

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la Poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{545}{10} = 54.5\text{cm}$$

On adopte $\Rightarrow h_n = 1\text{m}$.

P : Périmètre du bâtiment

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_r = 100\text{cm}$ Hauteur total du radier.

$h_d = 65\text{ cm}$ Hauteur de la dalle.

$h_n = h_r = 1\text{m}$ Hauteur de poutre de libage.

$S_{RAD} = 457.7m^2$ Surface de Radier.

VI.2.1.2. Les vérification :

a) Vérification de la stabilité au renversement :

Le radier est sollicité par les efforts normaux et les moments fléchissant d'où la vérification du radier est concentrée à la vérification des contraintes du sol sur le radier.

- Efforts normaux dues aux charges verticales.
- Efforts de renversement dû aux séismes.

D'où $M = M_0 + T_0 \times h$

M_0 : moment sismique à la base de la structure (moment de renversement).

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure

h : profondeur de l'infrastructure

➤ Calcul du centre de gravité du radier par AutoCAD :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 16.1m$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 7.45m$$

➤ Calcul des moments d'inerties du radier par AutoCAD :

$$I_{xx} = 9601.40m^4$$

$$I_{yy} = 149941.50m^4$$

b) Vérification des contraintes

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de renversement. Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les combinaisons suivantes :

- (G + Q + E) Pour les contraintes maximales de compression.
- (0.8G + E) Pour vérifier le non soulèvement des fondations.

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times v \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times v' \end{cases} ; v \text{ et } v' \text{ sont } X_G \text{ ou } Y_G$$

D'après (RPA99 révisées 2003/A.10.1.4.1) :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1. \bar{\sigma}_{sol}$$

Vérification de la contrainte maximale dans le sol (G+Q+E)

➤ **Calcul des contraintes :**

Sens x-x :

$$M_{xx} = M_r + F_x \times h_n = 9780.26 + 2092.61 \times 1 = 11872.87 \text{KN.m}$$

$$M_{yy} = M_r + F_y \times h_n = 271585.2908 + 2092.61 \times 1 = 273677.9 \text{KN.m}$$

$$N = 41568.82 \text{KN} \quad ; I_{xx} = 9601.40 \text{m}^4; \quad I_{yy} = 149941.50 \text{m}^4$$

$$X_G = 16.1 \text{m} \quad Y_G = 7.45 \text{m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M}{I_{xx}} \times X_G + \frac{M}{I_{yy}} \times Y_G$$

$$= \frac{41568.82}{515.7} + \frac{11872.87}{9601.40} \times 16.1 + \frac{273677.9}{149941.50} \times 7.45 = 114.11 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M}{I_{xx}} \times X_G - \frac{M}{I_{yy}} \times Y_G$$

$$= \frac{41568.82}{515.7} - \frac{11872.87}{9601.40} \times 16.1 - \frac{273677.9}{149941.50} \times 7.45 = 47 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.5\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 97.33 \text{KN/m}^2 \leq 225 \text{KN/m}^2 \dots \text{cv}$$

Sens-y - y :

$$M_{xx} = M_r + F_y \times h_n = 9780.26 + 1748.09 \times 1 = 11528.35 \text{KN.m}$$

$$M_{yy} = M_r + F_x \times h_n = 271585.2908 + 1748.091 = 273333.38 \text{KN.m}$$

$$N = \text{KN} \quad ; I_{xx} = 9601.40 \text{m}^4; \quad I_{yy} = 149941.50 \text{m}^4$$

$$X_G = 16.1 \text{m} \quad Y_G = 7.45 \text{m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M}{I_{xx}} \times X_G + \frac{M}{I_{yy}} \times Y_G$$

$$= \frac{41568.82}{515.7} + \frac{11528.35}{9601.40} \times 16.1 + \frac{273333.38}{149941.50} \times 7.45 = 113.51 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M}{I_{xx}} \times X_G + \frac{M}{I_{yy}} \times Y_G$$

$$= \frac{41568.82}{515.7} - \frac{681150.9}{9601.40} \times 16.1 - \frac{624030.81}{149941.50} \times 7.45 = 47.69 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.5\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 125.43 \text{KN/m}^2 \leq 225 \text{KN/m}^2 \dots \text{cv}$$

c) Vérification de la stabilité du radier (0.8G±E) :

Selon (RPA99 révisées 2003/A.10.1.5) quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des

éléments de fondation résistant au renversement, c.-à-d. qu'on doit vérifier la condition suivante :

$$e = \frac{M_{\text{renv}}}{N} \leq \frac{l}{4}$$

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment dû au séisme à la base.

N : Charge verticale permanente.

$$N = 0,8G \pm E$$

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul :

Tableau VI.1 : Vérification du renversement - non soulèvement.

| Sens | Moment à la base | N | $e = \frac{M_{\text{renv}}}{N}$ | $\frac{l}{4}$ | $e = \frac{M_{\text{renv}}}{N} \leq \frac{l}{4}$ |
|------|------------------|----------|---------------------------------|---------------|--|
| x-x | 271585.29 | 81215.83 | 3.34 | 7.3 | c. v |
| y-y | 263180.35 | 81205.82 | 2.9 | 5.5 | c. v |

d) Vérification au poinçonnement :

Le radier doit être suffisamment épais pour résister aux contraintes de cisaillement dus au poinçonnement des poteaux sur la surface de la plaque : selon **CBA 93** (article A.5.2.4.2) On doit vérifier la condition suivante :

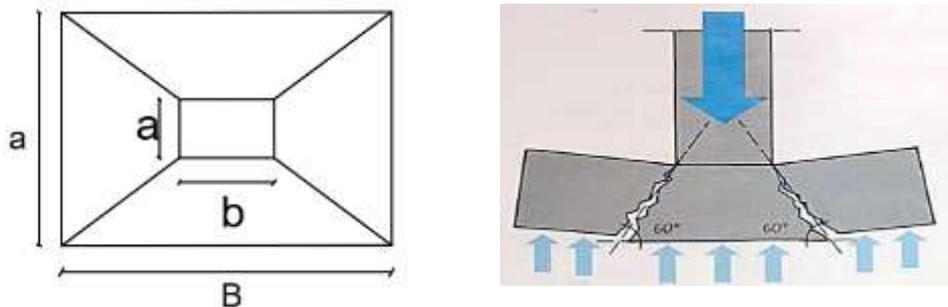


Figure.VI.4: Schéma du poinçonnement.

$$Nu \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Nu : L'effort normal sur le poteau.

h : épaisseur totale de la dalle

U: Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A+B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} \quad \begin{cases} A = 0.5 + 1 \rightarrow A = 1.5 \text{ m} \\ B = 0.55 + 1 \rightarrow B = 1.55 \text{ m} \end{cases}$$

Ce qui donne : $U_c = 6.1 \text{ m}$

$$N_u = 1296.88 \text{ KN} \leq 0.045 \times 6100 \times 1000 \times \frac{25}{1.5} = 4575.00 \text{ KN} \dots\dots \text{ C.V}$$

e) **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$.

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max}}{2 \times S_{\text{rad}}} \times 1 \rightarrow V_u = \frac{4575.00 \times 5.45}{2 \times 515.7} \times 1 = 24.174 \text{ KN}$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.65 = 0.59 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{24174}{1000 \times 545} = 0.44 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

VI.2.1.3 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par poteaux de l'ossature.

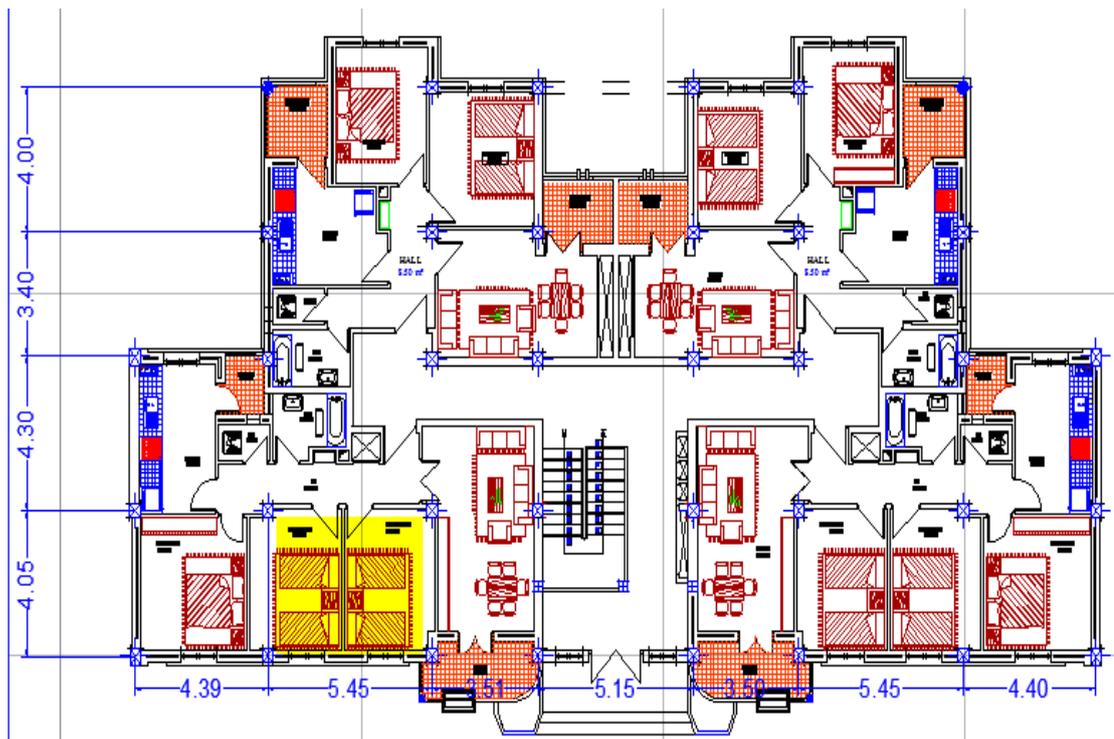


Figure VI.5 : position du panneau plus sollicité

a) Ferrailage de la dalle du radier

Pour le ferrailage, afin de simplifier les calculs nous ferraille le panneau le plus sollicité, et nous ferrailé le reste des panneaux.

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivante :

➤ **ELU :****Panneau le plus sollicité :**

$$M_{xx} = M_r + F_x \times h_n = 394733.48 + 2092.61 \times 1 = 396826.09 \text{KN.m}$$

$$M_{yy} = M_r + F_x \times h_n = 849808.71 + 2092.61 \times 1 = 851901.32 \text{KN.m}$$

$$N_s = 41607.65 \text{KN} \quad N_u = 57037.65 \text{KN} \quad X_{\text{corG}} = -8.74 \text{m} \quad Y_{\text{corG}} = -5.21 \text{m}$$

$$= \frac{57037.65}{515.7} + \frac{-396826.09}{9601.40} \times (-8.74) + \frac{-851901.32}{149941.50} \times (-5.21) = 501.42 \text{ KN/m}^2$$

Pour un bande 1m

$$\sigma_{\text{mu}} = 501.42 \text{KN/m}$$

$$\sigma_{\text{ms}} = 471.51 \text{ KN/m}$$

b) Calcul des sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.45}{4.05} = 1.34 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle est travaillée dans les deux sens (X\&Y).}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times l_x^2 \times q$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport α par un tableau suivant (**1' annexe E3** des règles **BAEL [3]**):

➤ **ELU :**

$$\mu_x = 0.0368 \quad \text{et} \quad \mu_y = 1$$

➤ **ELS :**

$$\mu_x = 0.0441 \quad \text{et} \quad \mu_y = 1$$

➤ **ELU :**

$$\text{panneaux plus sollicité} \begin{cases} M_{0x} = 0.0368 \times 5.45^2 \times 501.42 = 548.078 \text{KN.m} \\ M_{0y} = 1 \times 548.078 = 548.078 \text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **ELS :**

$$\text{panneaux plus sollicité} \begin{cases} M_{0x} = 0.0441 \times 5.45^2 \times 471.51 = 617.62 \text{KN.m} \\ M_{0y} = 1 \times 617.62 = 617.62 \text{KN.m} \end{cases}$$

c) vérification de l'effort tranchant :**À l'ELU :**

Suivant la direction (L_x) :

$$V_{ux} = \frac{q_u L_x}{2} + \frac{1}{1 + \alpha^{-4}} = \frac{501.42 \times 5.45}{2} + \frac{1}{1 + 1.34^{-4}} = 1367.13 \text{KN}$$

Suivant la direction (L_y) :

$$V_{uy} = \frac{q_u L_y}{3} = \frac{501.42 \times 4.05}{3} = 676.917 \text{KN}$$

À P'ELS :

Suivant la direction (L_y) :

$$V_{sx} = \frac{q_s L_x}{2} + \frac{1}{1 + \alpha^{-4}} = \frac{471.51 \times 5.45}{2} + \frac{1}{1 + 1.34^{-4}} = 1258.62 \text{KN}$$

Suivant la direction (L_x) :

$$V_{sy} = \frac{q_s L_y}{3} = \frac{471.51 \times 4.05}{3} = 636.53 \text{KN}$$

d) Calcul des moments réels dans la dalle partiellement encastrée (pour le panneau plus sollicité).

$$\text{ELU : } \begin{cases} \mathbf{X - X} \\ M_{tx} = 0.85 \times 548.078 = 465.86 \text{KN.m} \\ M_{ax} = 0.5 \times 548.078 = 274.039 \text{KN.m} \\ \mathbf{Y - Y} \\ M_{ty} = 0.85 \times 548.078 = 465.86 \text{KN.m} \\ M_{ay} = 0.5 \times 548.078 = 274.039 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} \mathbf{X - X} \\ M_{tx} = 0.85 \times 617.62 = 524.977 \text{KN.m} \\ M_{ax} = 0.5 \times 617.62 = 308.81 \text{KN.m} \\ \mathbf{Y - Y} \\ M_{ty} = 0.85 \times 617.62 = 524.977 \text{KN.m} \\ M_{ay} = 0.5 \times 617.62 = 308.81 \text{KN.m} \end{cases}$$

e) Calcul de Ferrailage (pour le panneau plus sollicités) :

On considère dans le calcul une tranche de (1m) de largeur.

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 65 \text{ cm} ; d = 60 \text{ cm} ; d' = 5 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{Mpa} ; f_{tj} = 2.1 \text{Mpa} \\ , f_e = 400 \text{Mpa}$$

➤ **Ferrailage en travée (ELU) :**

Sens (L_x et L_y) :

• **Moment réduit :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{465.86 \times 10^{-3}}{1 \times 0.6^2 \times 14.2} = 0.091 \\ \gamma = \frac{465.86}{524.977} = 0.887$$

$$\mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.12$$

$$\mu_{bu} = 0.091 \leq \mu_{lu} = 0,12 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.091}) = 0,119$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z_b = 0,6 \times (1 - 0,4 \times 0,119) \Rightarrow Z_b = 0,57 \text{ m}$$

Et comme : $\alpha = 0.119 < 0.259$ L'ELU est atteint-en pivot A.

Donc : L'ELU est atteint en pivot A.

$$\{\xi_s = 10/00 ; \xi_{bc} < 3.5/00 ; \sigma_s = 348\text{Mpa}$$

$$A_{sx} = A_{sy} = \frac{M_u}{Z_b \sigma_s} = \frac{465.86 \times 10^{-3}}{0,57 \times 348} \Rightarrow A_s = 23.48\text{cm}^2$$

f) Le ferrailage minimal :

❖ Condition de non fragilité :

La section d'acier longitudinale ne doit pas être inférieure à la valeur suivante :

$$A_{s \min} = \max \left\{ 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} ; \frac{bd}{1000} \right\}$$

$$A_{s \min} = \max \left\{ 0,23 \times 100 \times 27 \times \frac{2,1}{400} ; \frac{100 \times 27}{1000} \right\} = 7.25 \text{ cm}^2$$

Suivant le sens X et Y :

$$A_{sx} = A_{sy} = 23.48\text{cm}^2 > A_{s \min} = 7.25\text{cm}^2$$

Tableau VI.2. Ferrailage de la dalle du radier pour les autres panneaux.

| A_{sens} | Localisation | A_s calculé [cm^2] | $A_{s \min}$ [cm^2] | A_s adoptée [cm^2] | Description des barres |
|------------|--------------|---------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|------------------------------|
| x - x | Travée | 23.48 | 7.25 | 25.12 | 8HA20filant |
| | Appui | 13.57 | 7.25 | 18.086 | 8HA12chapeau +8HA12filant |
| Y - Y | Travée | 23.48 | 7.25 | 25.12 | 8HA20filant |
| | Appui | 13.57 | 7.25 | 18.086 | 8HA12chape +8HA12filantau |

g) L'espacement entre les barres

- Sens X - X / Y - Y :

on adopte $S_t = 12.5\text{cm}$.

L'espacement des armatures principales sera de 12.5cm ce qui vérifie la condition suivante :

La fissuration est très préjudiciable.

$$S_t = 12.5\text{cm} \leq \min(1.5h, 20) = \min(97.5; 20) \dots \dots \dots \text{cv}$$

Vérification des contraintes à L'ELS pour le panneau plus sollicités :

$$\begin{cases} A_s = 25.12 \text{ cm}^2 \\ A'_s = 0 \\ d = 60\text{cm} \\ M_{\text{ser}} = 524.977\text{KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

- **Center de gravité:**

$$by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(d A_s + d'A'_s) = 0 \Rightarrow A'_s = 0; \text{ Donc la solution est:}$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{b(d A_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right)$$

$$y = \frac{15 \cdot 25.12}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{100 \times (60 \times 25.12)}{7.5(25.12)^2}} - 1 \right) = 17.82\text{cm}$$

- **Le moment d'inertie :**

$$I = \left(\frac{by^3}{3} \right) + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

$$I = \left(\frac{100 \cdot 17.82^3}{3} \right) + 15[25.12(60 - 17.82)^2] = 859010.75\text{cm}^4$$

- **Et par conséquent :**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \frac{M_{\text{ser}}}{I} y_{\text{ser}} \\ \sigma_s \leq 15 \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y_{\text{ser}}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} \leq \frac{524.977}{(859010.74 \times 10^{-5})} \times 0.1782 = 10.89\text{MPa} \\ \sigma_s \leq 15 \frac{524.977}{(859010.74 \times 10^{-5})} (0.6 - 0.1782) = 193.80\text{MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 10.89\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ \sigma_s = 193.80\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Tableau VI.3. Vérification des contraintes après modification des sections d'aciers.

| Travee | Travee | Appui | Appui |
|---------------------|------------------|---------------------|------------------|
| σ_{bc} | σ_s | σ_{bc} | σ_s |
| 10.89 | 193.80 | 7.25 | 185.07 |
| $\bar{\sigma}_{bc}$ | $\bar{\sigma}_s$ | $\bar{\sigma}_{bc}$ | $\bar{\sigma}_s$ |
| 15 | 202 | 15 | 202 |
| cv | cv | cv | cv |

h) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL A.5.1, 211) [3]

$$\Rightarrow \tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{bd} \leq \min \left(\frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) = 2.5\text{Mpa}$$

$$\tau_{ux} = \frac{1258.62 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.6} = 2.09\text{MPa} \leq 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_{ux} = 1.31 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \cdot \text{CV}$$

$$\Rightarrow \tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{bd} \leq \min \left(\frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uy} = \frac{636.53 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.6} = 1.06 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uy} = 1.06 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

VI.2.1.4. Ferrailage des nervures :

Avant le calcul de ferrailage des nervures il faut faire la transmission des charges de la dalle du radier aux nervures. La répartition des charges se fait suivant la méthode des lignes de rupture.

Les charges trapézoïdales et triangulaires sont remplacées par des charges uniformément répartie équivalente suivant les formules suivantes :

Tableau VI.4 : Formule utilisé pour la transformation des charges

| Charge | Trapézoïdale | Triangulaire |
|-------------------------|---|------------------|
| Effort tranchant P_V | $\left(1 - \frac{\alpha}{2}\right) \times \frac{qL_x}{2}$ | $\frac{qL_x}{4}$ |
| Moment de flexion P_M | $\left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \times \frac{qL_x}{2}$ | $\frac{qL_x}{3}$ |

Pour le calcul des nervures on prend le fil le plus sollicité

$$\begin{cases} q_u = 501.42 \text{ KN/m} \\ q_s = 471.51 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ **Diagramme des sollicitations** (Sens principal) ELU

Le calcul des sollicitations agissant sur le radier sera effectué par le logiciel **ROBOT**.

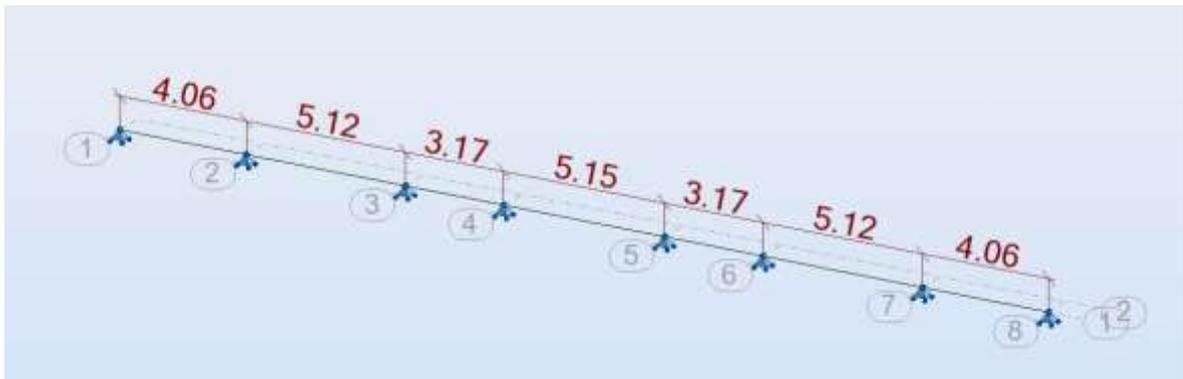


Figure VI.6 : Schéma statique

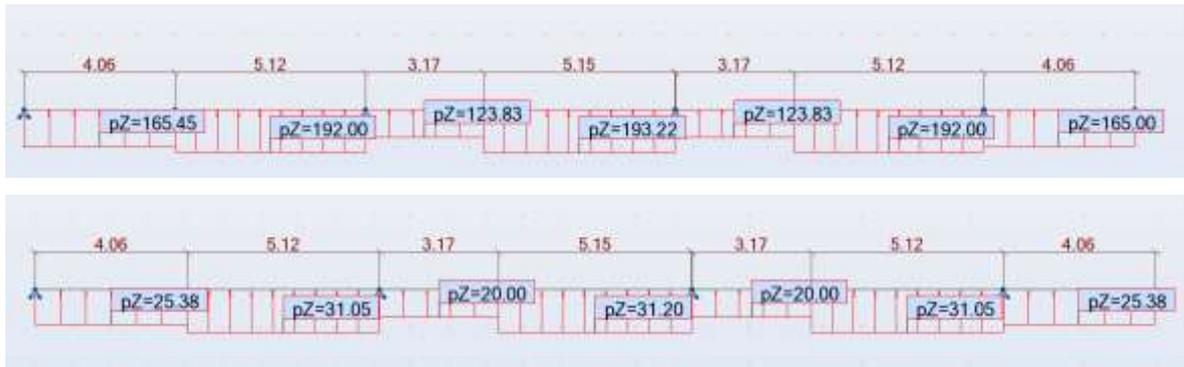


Figure VI.7 : Les sollicitations « G ; Q ».



Figure VI.8: Les sollicitations ELU



Figure VI.9 : Les sollicitations ELS

Le tableau suivant récapitule les sollicitations maximales (Majeures) suivant chaque sens (Fil) avant le ferrailage final :

➤ **Les nervures plus sollicités :**

Tableau VI.5 : Regroupement des sollicitations maximales les nervures plus sollicités.

| sollicitations | Moment Max En Travée(KN.m) | | Moment Max En Appuis (KN.m) | | Effort Tranchant Max(KN) | |
|----------------|----------------------------|--------|-----------------------------|--------|--------------------------|--------|
| | ELU | ELS | ELU | ELS | ELU | ELS |
| | 497 | 362.75 | 640.93 | 467.18 | 786.77 | 573.39 |

a) La nervure plus sollicité :

• **En travée L'ELU :**

$$M_{t \max} = 497 \text{ KN.m}$$

$$h = 100 \text{ cm} ; b = 55 \text{ cm} ; d = 95 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{497 \times 10^6}{14.2 \times 550 \times 950^2} = 0.07$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.09$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 915.8 \text{ mm}$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{497 \times 10^6}{347.82 \times 915.8} = 15.60 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} = \max \left\{ 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} ; \frac{bd}{1000} \right\}$$

$$A_{s \min} = \max \left\{ 0.23 \times 55 \times 95 \times \frac{2.1}{400} ; \frac{55 \times 95}{1000} \right\} = 6.3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 15.6 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 6.3 \text{ cm}^2$$

on prend $A_s = 15.6 \text{ cm}^2$ et on adopte (5HA16 + 5HA14) de section $A_s = 17.75 \text{ cm}^2$.

• **En appuis :**

Calculer comme section rectangulaire.

$$A_s = 16.3 \text{ cm}^2$$

a) **Le ferrailage minimal :**

➤ **Condition de non fragilité :**

La section d'acier longitudinale ne doit pas être inférieure à la valeur suivante :

$$A_{s \min} = \max \left\{ 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} ; \frac{bd}{1000} \right\}$$

$$A_{s \min} = \max \left\{ 0,23 \times 55 \times 95 \times \frac{2,1}{400} ; \frac{55 \times 95}{1000} \right\} = 6.30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 16.3 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 6.3 \text{ cm}^2$$

on adopte (10HA16) de section $A_s = 20.11 \text{ cm}^2$.

b) Ferrailage transversale

D'après le (BAEL91 modifié99/ A.5.1.2.3) on a :

$$A_t \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0,3f_{tj}K)}{0,9f_{et}(\cos \alpha + \sin \alpha)^2}$$

Avec :

$K = 0$: Pour la reprise de bétonnage et les fissurations très préjudiciables.

$\alpha = 90^\circ$: Pour les armatures droites.

f_{et} : La limite élastique des armatures transversale.

L'espacement d'armatures transversales donné par le (RPA99 V2003/7.5.2.2) :

- Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l ; 30\text{cm} \right\}$$

Avec ϕ_l est le plus petit des diamètres longitudinales c.-à-d. 1.6cm.

Donc on adopte :

$$S_t = 15\text{cm} \leq \min \left\{ \frac{100}{4} ; 12\phi_l ; 30\text{cm} \right\} = 19.2\text{cm}$$

- En hors zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 50\text{cm}$$

D'après (BAEL91 modifiées 99/A.8.1.3) les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur de :

$$S_t \leq \min\{40\text{cm}; 15\phi_l; \alpha + 10\text{cm}\}$$

Avec :

α : le plus petit côté des dimensions transversales du poteau.

ϕ_l : Le plus petit diamètre d'armature longitudinale.

$$S_t \leq \min\{40\text{cm}; 24\text{cm}; 65\text{cm}\}; S_t \leq 24\text{cm}$$

$$S_t = 10\text{cm}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{bS_t\gamma_s(\tau_u + 0,3f_{tj}K)}{0,9f_{et}(\cos \alpha + \sin \alpha)^2}$$

L'effort tranchant maximal a apparu dans la poutre est égale :

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{bd}$$

$$\tau_{ux} = \frac{786.77 \times 10^3}{550 \times 950} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq \frac{55 \times 10 \times 1.15 \times (1.5 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400 \times 1} = 1.52 \text{ cm}^2$$

c) **Vérification de la Recommandation du (RPA 99/Version 2003) :**

$$A_{\min}^{rpa} \geq 0.003 \times 15 \times 55 = 2.47 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_t = 12.17 \text{ cm}^2 > A_{\min}^{rpa} = 2.47 \text{ cm}^2$

On adopte : 6HA8 Avec $A_s = 3.2 \text{ cm}^2$.

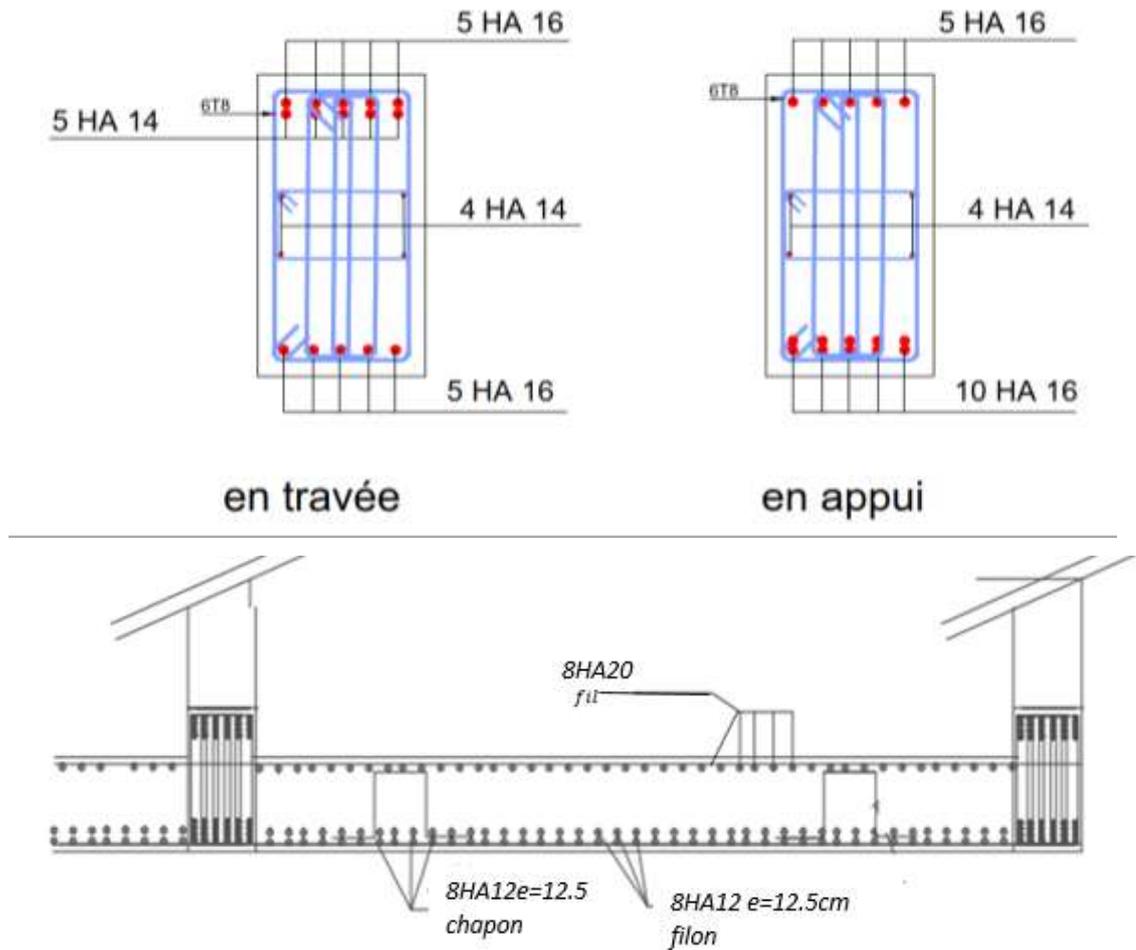


Figure VI.10 : schéma ferrailage du radier et nervure

VI.4 Conclusion :

L' étude du sol est une étape importante pour la réalisation de la construction. Elle permet de connaître les caractéristiques du sol, ce qui a un impact conséquent sur le type de fondation, qu'il peut supporter et de ne prendre aucun risque dans la construction.

Pour notre bâtiment, et vue de la faible capacité portante du sol, et les charges élevées du bâtiment, il est indispensable de passer par un radier général nervuré.

Conclusion générale

Conclusion :

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, Ceci nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude Des ossatures en béton armé ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les Niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calcul), comme

Exemple, nous citerons **l'AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS**

PROFESSIONAL 2014 que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques.

Le présent projet s'est effectué sur la base de deux critères, à savoir la résistance des éléments porteurs d'un bâtiment et la stabilité de sa forme vis-à-vis des différentes sollicitations pour assurer la sécurité des usagers et l'adaptation des solutions économiques.

Après avoir étudié ce projet, on a constaté que :

- Pour le ferrailage : on a remarqué que plusieurs éléments structuraux sont ferrillés par le minimum proposé par le *RPA99 v 2003*.
- L'excès de ferrailage nous a obligés d'augmenter la section du béton, sans revenir au pré dimensionnement.
- Pour la disposition et comportement des voiles ; La disposition des voiles, est un

Facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer à la structure, elle a un Rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.

Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode simplifiée, basée sur les contraintes.

L'utilisation de l'interface graphique (du **l'AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2014**).

- Pour visualiser la nature et l'acuité des contraintes a été très utile dans notre cas.

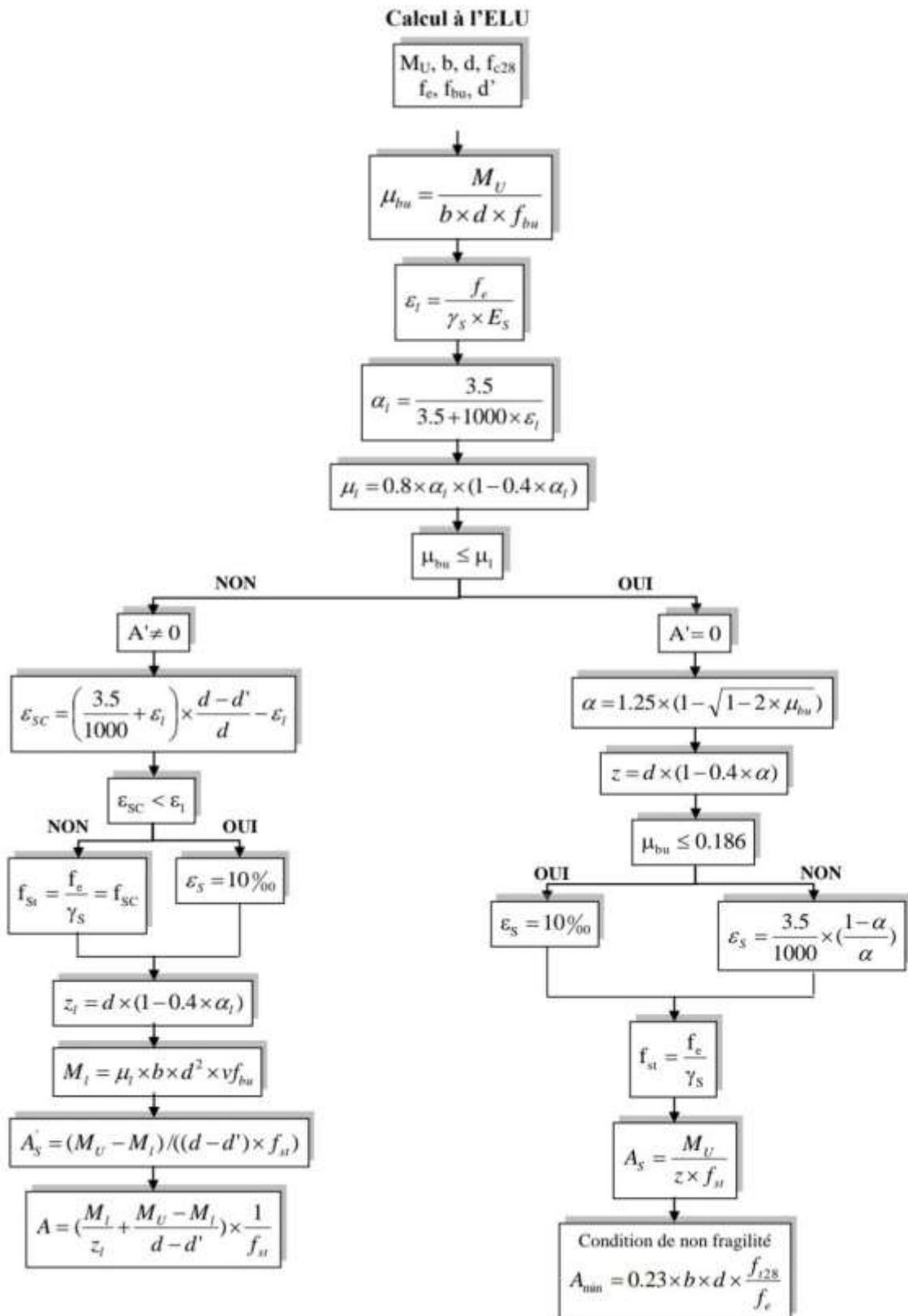
En fin, nous souhaitons que ce modeste travail apportera un plus à notre département et Servira pour les promotions à venir.

LES REFERENCES

- [1]. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites révisées 99(BAEL91)
- [2]. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A93).
- [3]. **M. GUETTICHE** Cours de béton armé 3ème année génie civil Université de Mila s.n 2017/2018
- [4]. Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- [5]. Document Technique Réglementaire (DTR B.C.2.2), Charges permanentes et Surcharges d'exploitation .1992
- [6]. **M. DROUNA.** Cours de béton Master 1 année génie civil option structure. Université de Mila s.n 2018/2019

Annexe 1

Flexion simple : Section rectangulaire



Annexe 2

Dalles rectangulaires uniformément chargés articulés sur leur contour

| $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ | ELU $\nu = 0$ | | ELS $\nu = 0.2$ | |
|----------------------------|---------------|---------|-----------------|---------|
| | μ_x | μ_y | μ_x | μ_y |
| 0.40 | 0.1101 | 0.2500 | 0.0121 | 0.2854 |
| 0.41 | 0.1088 | 0.2500 | 0.1110 | 0.2924 |
| 0.42 | 0.1075 | 0.2500 | 0.1098 | 0.3000 |
| 0.43 | 0.1062 | 0.2500 | 0.1087 | 0.3077 |
| 0.44 | 0.1049 | 0.2500 | 0.1075 | 0.3155 |
| 0.45 | 0.1036 | 0.2500 | 0.1063 | 0.3234 |
| 0.46 | 0.1022 | 0.2500 | 0.1051 | 0.3319 |
| 0.47 | 0.1008 | 0.2500 | 0.1038 | 0.3402 |
| 0.48 | 0.0994 | 0.2500 | 0.1026 | 0.3491 |
| 0.49 | 0.0980 | 0.2500 | 0.1013 | 0.3580 |
| 0.50 | 0.0966 | 0.2500 | 0.1000 | 0.3671 |
| 0.51 | 0.0951 | 0.2500 | 0.0987 | 0.3758 |
| 0.52 | 0.0937 | 0.2500 | 0.0974 | 0.3853 |
| 0.53 | 0.0922 | 0.2500 | 0.0961 | 0.3949 |
| 0.54 | 0.0908 | 0.2500 | 0.0948 | 0.4050 |
| 0.55 | 0.0894 | 0.2500 | 0.0936 | 0.4150 |
| 0.56 | 0.0880 | 0.2500 | 0.0923 | 0.4254 |
| 0.57 | 0.0865 | 0.2582 | 0.0910 | 0.4357 |
| 0.58 | 0.0851 | 0.2703 | 0.0897 | 0.4456 |
| 0.59 | 0.0836 | 0.2822 | 0.0884 | 0.4565 |
| 0.60 | 0.0822 | 0.2948 | 0.0870 | 0.4672 |
| 0.61 | 0.0808 | 0.3075 | 0.0857 | 0.4781 |
| 0.62 | 0.0794 | 0.3205 | 0.0844 | 0.4892 |
| 0.63 | 0.0779 | 0.3338 | 0.0831 | 0.5004 |
| 0.64 | 0.0765 | 0.3472 | 0.0819 | 0.5117 |
| 0.65 | 0.0751 | 0.3613 | 0.0805 | 0.5235 |
| 0.66 | 0.0737 | 0.3753 | 0.0792 | 0.5351 |
| 0.67 | 0.0723 | 0.3895 | 0.0780 | 0.5469 |
| 0.68 | 0.0710 | 0.4034 | 0.0767 | 0.5584 |
| 0.69 | 0.0697 | 0.4181 | 0.0755 | 0.5704 |
| 0.70 | 0.0684 | 0.4320 | 0.0743 | 0.5817 |
| 0.71 | 0.0671 | 0.4471 | 0.0731 | 0.5940 |
| 0.72 | 0.0658 | 0.4624 | 0.0719 | 0.6063 |
| 0.73 | 0.0646 | 0.4780 | 0.0708 | 0.6188 |
| 0.74 | 0.0633 | 0.4938 | 0.0696 | 0.6315 |
| 0.75 | 0.0621 | 0.5105 | 0.0684 | 0.6447 |
| 0.76 | 0.0608 | 0.5274 | 0.0672 | 0.6580 |
| 0.77 | 0.0596 | 0.5440 | 0.0661 | 0.6710 |
| 0.78 | 0.0584 | 0.5608 | 0.0650 | 0.6841 |
| 0.79 | 0.0573 | 0.5786 | 0.0639 | 0.6978 |
| 0.80 | 0.0561 | 0.5959 | 0.0628 | 0.7111 |
| 0.81 | 0.0550 | 0.6135 | 0.0617 | 0.7246 |
| 0.82 | 0.0539 | 0.6313 | 0.0607 | 0.7381 |
| 0.83 | 0.0528 | 0.6494 | 0.0596 | 0.7518 |
| 0.84 | 0.0517 | 0.6678 | 0.0586 | 0.7655 |
| 0.85 | 0.0506 | 0.6864 | 0.0576 | 0.7794 |
| 0.86 | 0.0496 | 0.7052 | 0.0566 | 0.7932 |
| 0.87 | 0.0486 | 0.7244 | 0.0556 | 0.8074 |
| 0.88 | 0.0476 | 0.7438 | 0.0546 | 0.8216 |
| 0.89 | 0.0466 | 0.7635 | 0.0537 | 0.8358 |
| 0.90 | 0.0456 | 0.7834 | 0.0528 | 0.8502 |
| 0.91 | 0.0447 | 0.8036 | 0.0518 | 0.8646 |
| 0.92 | 0.0437 | 0.8251 | 0.0509 | 0.8799 |
| 0.93 | 0.0428 | 0.8450 | 0.0500 | 0.8939 |
| 0.94 | 0.0419 | 0.8661 | 0.0491 | 0.9087 |
| 0.95 | 0.0410 | 0.8875 | 0.0483 | 0.9236 |
| 0.96 | 0.0401 | 0.9092 | 0.0474 | 0.9385 |
| 0.97 | 0.0392 | 0.9322 | 0.4065 | 0.9543 |
| 0.98 | 0.0384 | 0.9545 | 0.0457 | 0.9694 |
| 0.99 | 0.0376 | 0.9771 | 0.0449 | 0.9847 |
| 1.00 | 0.0368 | 1.0000 | 0.0441 | 0.1000 |

Annexe 3

Sections réelle d'armature
Section en cm² de N armature de diamètre en mm

| Φ | 5 | 6 | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 20 | 25 | 32 | 40 |
|--------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|
| 1 | 0.20 | 0.28 | 0.50 | 0.79 | 1.13 | 1.54 | 2.01 | 3.14 | 4.91 | 8.04 | 12.57 |
| 2 | 0.39 | 0.57 | 1.01 | 1.57 | 2.26 | 3.08 | 4.02 | 6.28 | 9.82 | 16.08 | 25.13 |
| 3 | 0.59 | 0.85 | 1.51 | 2.36 | 3.39 | 4.62 | 6.03 | 9.42 | 14.73 | 24.13 | 37.7 |
| 4 | 0.79 | 1.13 | 2.01 | 3.14 | 4.52 | 6.16 | 8.04 | 12.57 | 19.64 | 32.17 | 50.27 |
| 5 | 0.98 | 1.41 | 2.51 | 3.93 | 5.65 | 7.72 | 10.05 | 15.71 | 24.54 | 40.21 | 62.83 |
| 6 | 1.18 | 1.70 | 3.02 | 4.71 | 6.79 | 9.24 | 12.06 | 18.85 | 29.45 | 48.25 | 75.40 |
| 7 | 1.37 | 1.98 | 3.52 | 5.50 | 7.92 | 10.78 | 14.07 | 21.99 | 34.36 | 56.30 | 87.96 |
| 8 | 1.57 | 2.26 | 4.02 | 6.28 | 9.05 | 12.32 | 16.08 | 25.13 | 39.27 | 64.34 | 100.53 |
| 9 | 1.77 | 2.54 | 4.52 | 7.07 | 10.18 | 13.85 | 18.10 | 28.27 | 44.18 | 72.38 | 113.10 |
| 10 | 1.96 | 2.83 | 5.03 | 7.85 | 11.31 | 15.39 | 20.11 | 31.42 | 49.09 | 80.42 | 125.66 |
| 11 | 2.16 | 3.11 | 5.53 | 8.64 | 12.44 | 16.93 | 22.12 | 34.56 | 54.00 | 88.47 | 138.23 |
| 12 | 2.36 | 3.39 | 6.03 | 9.42 | 13.57 | 18.47 | 24.13 | 37.70 | 58.91 | 96.51 | 150.80 |
| 13 | 2.55 | 3.68 | 6.53 | 10.21 | 14.70 | 20.01 | 26.14 | 40.84 | 63.81 | 104.55 | 163.36 |
| 14 | 2.75 | 3.96 | 7.04 | 11.00 | 15.38 | 21.55 | 28.15 | 43.98 | 68.72 | 112.59 | 175.93 |
| 15 | 2.95 | 4.24 | 7.54 | 11.78 | 16.96 | 23.09 | 30.16 | 47.12 | 73.63 | 120.64 | 188.50 |
| 16 | 3.14 | 4.52 | 8.04 | 12.57 | 18.10 | 24.63 | 32.17 | 50.27 | 78.54 | 128.68 | 201.06 |
| 17 | 3.34 | 4.81 | 8.55 | 13.35 | 19.23 | 26.17 | 34.18 | 53.41 | 83.45 | 136.72 | 213.63 |
| 18 | 3.53 | 5.09 | 9.05 | 14.14 | 20.36 | 27.71 | 36.19 | 56.55 | 88.36 | 144.76 | 226.20 |
| 19 | 3.73 | 5.37 | 9.55 | 14.92 | 21.49 | 29.25 | 38.20 | 59.69 | 93.27 | 152.81 | 238.76 |
| 20 | 3.93 | 5.65 | 10.05 | 15.71 | 22.62 | 30.79 | 40.21 | 62.83 | 98.17 | 160.85 | 251.33 |