

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de
Master

Spécialité : Génie civil

Option : Structures

Présenté par :

Mr BENALLOU ILIES DJILALI

Melle HASSANE SOUROUR

Sujet du mémoire

**Étude d'un bâtiment à usage multiple (R+5)
contreventé par des voiles en béton armé situé à
Boumerdes**

Soutenu publiquement le ... /06/2023 devant le jury composé de

Mr B. SERBAH

Président

Mlle Z. RENNAK

Rapporteur

Mme A. DRAOUI

Examineur

Mr H. BEKKI

Examineur

PROMOTION : 2022/2023

DEDICACE

Je dédie avec grand plaisir ce modeste travail :

À ma chère mère ;

À mes chères sœurs ;

À ma belle Nora ; bouchra

À mon frère Rabeh ;

À mes frères abd nour; Mustafa ;abd lbaki

À mon binôme ilyes

À tous mes amis proche

✍ Hassane sourour

DEDICACE

Je dédie avec grand plaisir ce modeste travail à :

À mon père ;

À ma chère mère ;

À ma chère sœur et frère;

À noudjoud ;

À nadir ;

À ilyes ; naceur

À mon binôme surtout

À tous mes amis proches

✍ Benallou ilies Djilali

REMERCIEMENT

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nos remerciements à nos parents, pour leurs soutiens et leurs encouragements pendant toute la vie et qui continueront à nous aider dans tous les projets de l'avenir.

Ainsi que tous les membres de nos familles qui ont participé de près ou de loin à nous encourager et nous aider dans notre projet.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promotrice madame Rennak zohra pour l'encadrement de ce mémoire son aide, sa patience et sa confiance qu'elle nous a accordée. Nous tenons à remercier les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.

Mes sincères remerciements vont également à tous les enseignants, du département de Génie Civil de l'université de Tiaret, qui ont participé à notre formation.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

«MERCİ »

ملخص

هذا العمل يهدف إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق أرضي + خمسة طوابق) ذات استعمال متعدد، المقرر بناؤها ببومرداس المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية القوة (III). مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة +الجدران المسلحة .

قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر: القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل، قواعد الخرسانة المسلحة.

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال برنامج robot expert 2010

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات. كما أن نتائج قد قدمت ونوقشت في نهاية كل محور.

RÉSUMÉ

Ce projet consiste à l'étude d'une structure en béton armée à usage multiple (RDC+5étages) qui sera implanté à Boumerdes, cette région est classée dans la zone de forte sismicité (III).La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique contreventé par des voiles.Le dimensionnement et le calcul du ferrailage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version 2003).

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « TOBOT EXPERT».En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations. Les résultats de calculs ont été présentés et discutés à la fin de chaque chapitre.

ABSTRACT

The purpose of this project is a study of a reinforced concrete structure with habitation and commercial use and that will be implanted in Boumerdes, and this region is classified in the zone of high seismicity (III). The resistances of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured by a frame system with shear walls.The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « ROBOT EXPERT». Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundations.

MAJUSCULES ROMAINES

| | |
|----------------------|-----------------------------------------------------------|
| A : | Section d'acier tendu |
| A' : | Section d'acier comprimé. |
| A_{max}, A_{min} : | Section d'acier maximale et minimale |
| B : | Aire du béton. |
| B_r : | Section réduite du béton d'un poteau. |
| B_t : | Section de la partie tendue. |
| L_t : | Largeur de la section tendue. |
| M_t : | Masse torsionnelle. |
| $E.L.S$: | Etat Limite de Service. |
| $E.L.U$: | Etat Limite Ultime. |
| E_v : | Module de déformation longitudinale différée du béton. |
| E_i : | Module de déformation longitudinale instantanée du béton. |
| E_s : | Module de déformation longitudinale de l'acier. |
| I : | Moment d'inertie. |
| I_e : | Moment d'inertie équivalent. |
| M : | Moment fléchissant. |
| M_t : | Moment fléchissant en travée d'une poutre. |
| M_a : | Moment fléchissant en appui d'une poutre. |
| M_u : | Moment fléchissant à l'E.L.U. |
| M_{ser} : | Moment fléchissant à l'E.L.S' |
| N : | Effort normal. |
| N_{ser} : | Effort normal de service. |
| NU : | Effort normal ultime. |
| Tu : | Effort tranchant ultime. |
| G : | Charge permanente. |
| Q : | Charge d'exploitation. |
| E : | Charge sismique. |

MINISCULES ROMAINES

| | |
|-------------|----------------------------------------------------------------------|
| h : | Hauteur de la section du béton. |
| b : | Largeur de la section du béton. |
| b_0 : | Largeur de la nervure du béton (section en T.) |
| c, c' : | Enrobage supérieur et inférieur. |
| d : | Hauteur utile d'une section. |
| f : | Flèche. |
| f_{cj} : | Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours. |
| f_{c28} : | Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours. |
| f_e : | Limite d'élasticité de l'acier. |
| f_{tj} : | Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours. |
| f_{t28} : | Résistance conventionnelle de la traction de béton à « 28 » jours. |
| i : | Rayon de giration. |
| l_f : | Longueur de flambement, |
| S_t : | Espacement de cours d'armature transversale. |

MAJUSCULES GRECQUES

| | |
|------------|----------------------------------------|
| Δ : | Variation. |
| Σ : | Sommation. |
| Φ : | Diamètre nominal d'une barre d'aciers. |
| W : | Poids. |

MINISCULES GRECQUES

| | |
|-----------------|-----------------------------|
| α : | Angle. |
| γ : | Coefficient de sécurité. |
| ε : | Déformation relative. |
| ε : | Coefficient (calcul de Cd) |
| η : | Coefficient de fissuration. |
| λ : | Élancement mécanique. |
| μ : | Coefficient de frottement. |
| ν : | Coefficient de POISSON. |
| ρ : | Rapport de deux dimensions |
| σ : | Contrainte normale. |
| τ : | Contrainte tangentielle. |
| δ : | Déplacement d'un niveau. |

ABBREVIATIONS

| | |
|--------------|-----------------------------|
| <i>RDC</i> | Rez De Chaussé |
| <i>RPA99</i> | Règlement Parasismique 1999 |
| <i>CBA</i> | Code de Béton Armé |
| <i>ELS</i> | Etat Limite Service |
| <i>ELU</i> | Etat Limite Ultime |

AUTRES NOTATIONS

| | |
|----------------|-------------------------|
| <i>A.N</i> : | Axe neutre. |
| <i>C.V</i> : | Condition vérifiée. |
| <i>C.N.V</i> : | Condition non vérifiée. |

Liste des tableaux

| | | |
|----------------|-------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau I.1 | Dimension du bloc | 04 |
| Tableau I.2 | Résistance f_{c28} du béton à 7 ; 14 et 90 jours | 07 |
| Tableau I.3 | Les types d'aciers utilisés et leurs nuances | 09 |
| Tableau II.1 | Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible | 13 |
| Tableau II.2 | Charges permanentes du plancher courant | 14 |
| Tableau II.3 | Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible | 14 |
| Tableau II.4 | Charges permanentes du plancher courant | 15 |
| Tableau II.5 | Charges permanentes du mur double cloison | 15 |
| Tableau II.6 | Charges permanentes du mur simple cloison | 16 |
| Tableau II.7 | Charges permanentes du poutre principale | 21 |
| Tableau II.8 | Charges permanentes du poutrelle | 21 |
| Tableau II.9 | Charges permanentes du poteau | 21 |
| Tableau II.10 | Détermination des surcharges d'exploitation | 22 |
| Tableau II.11 | Les efforts dans les niveaux | 22 |
| Tableau II.12 | La vérification de l'effort normal | 23 |
| Tableau II.13 | Vérification aux zones nodales | 24 |
| Tableau III.1 | Evaluation de charge permanente de palier de l'escalier | 27 |
| Tableau III.2 | Combinaison des charges de l'escalier | 28 |
| Tableau III.3 | Récapitulation des résultats | 29 |
| Tableau III.4 | Résultats de la flexion simple | 29 |
| Tableau III.5 | Vérification de l'espacement | 30 |
| Tableau III.6 | Vérification des armatures à ELS | 30 |
| Tableau III.7 | Vérification de la flèche | 31 |
| Tableau III.8 | Détermination des efforts à ELE et à ELS | 32 |
| Tableau III.9 | Les donnés | 33 |
| Tableau III.10 | Les valeurs du travail externe | 38 |
| Tableau III.11 | Les valeurs du travail interne | 39 |
| Tableau III.12 | Ferraillage de la dalle pleine | 40 |
| Tableau III.13 | Vérifications à l'ELS | 40 |
| Tableau III.14 | Vérification au cisaillement | 40 |
| Tableau III.15 | Vérification de la flèche | 41 |
| Tableau IV.1 | Calcul des moments | 44 |
| Tableau IV.2 | Différentes sollicitations dans la poutrelle a deux travées (ELU) | 47 |

| | | |
|---------------|----------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau IV.3 | Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS) | 47 |
| Tableau IV.4 | Différentes sollicitations dans la poutrelle à sept travées (ELU) | 49 |
| Tableau IV.5 | Différentes sollicitations dans la poutrelle à sept travées (ELS) | 49 |
| Tableau IV.6 | Différentes sollicitations dans la poutrelle à neuf travées (ELU) | 51 |
| Tableau IV.7 | Différentes sollicitations dans la poutrelle à neuf travées (ELS) | 52 |
| Tableau IV.8 | Les armatures transversales dans les poutrelles et leurs espacements | 54 |
| Tableau IV.9 | Vérification à ELS en travée | 55 |
| Tableau IV.10 | Vérifications à ELS aux appuis | 55 |
| Tableau V.1 | Calcul du centre de masse et de torsion. | 60 |
| Tableau V.2 | Evaluation de l'excentricité de chaque niveau | 61 |
| Tableau V.3 | Justification du coefficient de comportement r | 63 |
| Tableau V.4 | Justification du coefficient de comportement r | 64 |
| Tableau V.5 | Valeurs des pénalités p_q | 65 |
| Tableau V.6 | Vérification de comportement des trois premiers | 66 |
| Tableau V.7 | Vérification de participation massique | 67 |
| Tableau V.8 | Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul | 68 |
| Tableau V.9 | Les forces sismiques de chaque niveau | 69 |
| Tableau V.10 | Calcul du moment de renversement | 70 |
| Tableau V.11 | Calcul du moment stabilisant | 70 |
| Tableau V.12 | Vérification de stabilisation | 70 |
| Tableau V.13 | Vérification des déplacements inter-étage sens x | 71 |
| Tableau V.14 | Vérification des déplacements inter-étage sens y | 71 |
| Tableau V.15 | Vérification des déplacements en tête | 72 |
| Tableau V.16 | Vérification de cisaillement des poutres | 72 |
| Tableau V.17 | Vérification de cisaillement des poteaux sens x | 72 |
| Tableau V.18 | Vérification de cisaillement des poteaux sens y | 73 |
| Tableau V.19 | Vérification de l'effort normal réduit à la base | 73 |
| Tableau V.20 | Vérification l'effet P- Δ sens x | 74 |
| Tableau V.21 | Vérification l'effet P- Δ sens y | 74 |
| Tableau VI.1 | Les armatures longitudinaux des poteaux | 78 |
| Tableau VI.2 | Valeurs des contraintes à l'ELS | 79 |
| Tableau VI.3 | Valeurs des contraintes limites de cisaillement | 80 |
| Tableau VI.4 | Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux | 81 |

| | | |
|---------------|--------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| | carres | |
| Tableau VI.5 | Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux | 82 |
| Tableau VI.6 | Ferraillage longitudinal des poutres principales | 85 |
| Tableau VI.7 | Ferraillage longitudinal des poutres secondaires | 86 |
| Tableau VI.8 | Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales | 86 |
| Tableau VI.9 | Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires | 87 |
| Tableau VI.10 | Vérification des poutres principales selon la condition RPA | 87 |
| Tableau VI.11 | Vérification des poutres principales selon la condition CBA | 87 |
| Tableau VI.12 | Vérification des poutres secondaires selon la condition RPA | 88 |
| Tableau VI.13 | Vérification des poutres secondaires selon la condition CBA | 88 |
| Tableau VI.14 | La contrainte admissible | 88 |
| Tableau VI.15 | Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales | 89 |
| Tableau VI.16 | Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires | 89 |
| Tableau VI.17 | Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres principales | 90 |
| Tableau VI.18 | Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres secondaires | 90 |
| Tableau VI.19 | Vérification de la flèche des poutres | 90 |
| Tableau VI.20 | Les données de calcul | 96 |
| Tableau VI.21 | Calcul des armatures verticales des voiles pleins | 96 |
| Tableau VI.22 | Vérification des armatures verticales selon la condition | 97 |
| Tableau VI.23 | Vérification des armatures à l'ELS des voiles pleins | 97 |
| Tableau VI.24 | Calcul des armatures horizontales des voiles pleins | 98 |
| Tableau VI.25 | Diamètre des armatures transversales | 98 |
| Tableau VI.26 | Calcul des armateurs verticaux des trumeaux | 100 |
| Tableau VI.27 | Vérification des armatures à l'ELS des trumeaux | 100 |
| Tableau VI.28 | Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux | 101 |
| Tableau VI.29 | Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux | 104 |
| Tableau VI.30 | Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux | 104 |
| Tableau VII.1 | Dimensionnement des semelles isolées | 108 |
| Tableau VII.2 | Armatures principales des semelles filantes | 109 |
| Tableau VII.3 | Armatures de répartition de la semelle filante | 109 |

| | | |
|----------------|----------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tableau VII.4 | Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes | 110 |
| Tableau VII.5 | Vérification de la stabilité au renversement | 110 |
| Tableau VII.6 | Vérification de la stabilité au renversement | 111 |
| Tableau VII.7 | Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage | 111 |
| Tableau VII.8 | Détermination des moments de la poutre de libage | 112 |
| Tableau VII.9 | Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage a l'ELU | 112 |
| Tableau VII.10 | Réifications des armatures longitudinales de la poutre de libage | 113 |
| Tableau VII.11 | Calcul des armatures transversales de la poutre de libage | 113 |
| Tableau VII.12 | Ferraillage longitudinal des longrine | 115 |
| Tableau VII.13 | Vérifications de contrainte à l'ELS des longrines | 116 |
| Tableau VII.14 | Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines | 116 |

Liste des figures

| | | |
|---------------|-----------------------------------------------------------|----------|
| Figure.I.1 | Vue de la structure en 3d | 3 |
| Figure.I.2 | Diagramme contrainte déformation du béton | 9 |
| Figure.I.3 | Diagramme contrainte-déformation de l'acier | 10 |
| Figure. II.1 | Composants d'un plancher terrasse inaccessible | 13 |
| Figure.II.2 | Plancher à corps creux | 14 |
| Figure.II.3 | Composants d'un plancher de dalle pleine de la | 15 |
| Figure. II.4 | Mur double cloison | 15 |
| Figure. II.5 | Mur simple cloison | 16 |
| Figure II.6 | Schéma représente la position de poteau le plus sollicité | 20 |
| Figure III.1 | Schéma d'escalier | 26 |
| Figure III.2 | Modélisation de volée à deux appuis | 26 |
| Figure. III.3 | L'acrotère | 32 |
| Figure III.4 | Efforts dans la dalle rectangulaire | 38 |
| Figure III.5 | Ferraillage de la dalle pleine rectangulaire | 41 |
| Figure IV.1 | Dimensionnement de la poutrelle | 43 |
| Figure IV.2 | Poutrelle avant coulage | 43 |
| Figure IV.3 | Poutrelles à deux travées | 44 |
| Figure IV.4 | Poutrelles à sept travées | 45 |
| Figure.IV.5 | Poutrelles à neuf travées | 45 |
| Figure IV.6 | Poutrelles à deux travées | 47 |
| Figure IV.7 | Diagrammes du moment fléchissant à l'ELU | 48 |
| Figure IV.8 | Diagrammes de l'effort tranchant à l'ELU | 48 |
| FigureIV.9 | Diagrammes du moment fléchissant à l'ELS | 48 |
| Figure IV.10 | Diagrammes l'effort tranchant à l'ELS | 48 |
| Figure IV.11 | Poutrelles à sept travées | 49 |
| Figure IV.12 | Diagrammes du moment fléchissant à l'ELU | 50 |
| Figure IV.13 | Diagrammes l'effort tranchant à l'ELU | 50 |
| Figure IV.14 | Diagrammes du moment fléchissant à l'ELS | 50 |
| Figure IV.15 | Diagrammes l'effort tranchant à l'ELS | 51 |
| Figure IV.16 | Poutrelles à neufs travées | 51 |
| Figure IV.17 | Diagrammes du moment fléchissant à l'ELU | 52 |
| Figure IV.18 | Diagrammes l'effort tranchant à l'ELU | 52 |
| Figure IV.19 | Diagrammes du moment fléchissant à l'ELS | 53 |
| Figure IV.20 | Diagrammes l'effort tranchant à l'ELS | 53 |
| Figure V.1 | Vue de la structure | 58 |

| | | |
|--------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figure V.2 | Spectre de réponse | 62 |
| Figure V.3 | Comportement de 1er mode (translation pur suivant l'axe x) | 66 |
| Figure V.4 | Comportement de 2eme mode (translation pur suivant l'axe y) | 66 |
| Figure V.5 | Comportement de 3eme mode (rotation pur suivant l'axe z) | 67 |
| Figure V.6 | Concentration des forces sismiques aux étages suivant X | 69 |
| Figure V.7 | Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y | 70 |
| Figure VI.1 | Ferraillage des poteaux carre (30×30) | 82 |
| Figure VI.2 | Ferraillage des poteaux carre (35×35) | 82 |
| Figure VI.3 | Ferraillage des poteaux carre (40×40) | 83 |
| Figure VI.4 | Ferraillage des poteaux carre (45×45) | 83 |
| Figure VI.5 | La section des poutres principales | 85 |
| Figure VI.6 | La section des poutres secondaires | 85 |
| Figure VI.7 | Ferraillage des poutres principales (30*40) de rives des étages courants | 91 |
| Figure VI.8 | Ferraillage des poutres principales (30*40) de rives de niveau terrasse et intermédiaires de terrasse et des étages courants | 91 |
| Figure VI.9 | Ferraillage des poutres secondaires (30*35) | 91 |
| Figure VI.10 | Disposition des armatures verticales dans les voiles. | 95 |
| Figure VI.11 | Disposition des voiles plein | 95 |
| Figure VI.12 | Les armatures transversales | 99 |
| Figure VI.13 | La zone de recouvrement des voiles | 99 |
| Figure VI.14 | Disposition des voiles avec ouverture | 99 |
| Figure VI.15 | Moment et l'effort tranchant dans les linteaux | 102 |
| Figure VI.16 | Armatures du linteau selon le ROA 99 | 103 |
| Figure VII.1 | Disposition des semelles isolées | 108 |

TABLE DES MATIERES

| | |
|------------------------------------------------------------|-------|
| RESUME | VIII |
| LISTE DE NOTATION | XI |
| LISTE DES TABLEAUX..... | XVI |
| LISTE DES FIGURES..... | XVIII |
| INTRODUCTION GÉNÉRALE..... | 01 |
| CHAPITRE. I.DESCRPTION DE L'OUVRAGE | |
| I.1. INTRODUCTION | 03 |
| I.2. Description de l'ouvrage..... | 03 |
| I.2.1. Situation | 04 |
| I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage | 04 |
| I.3.1. 4 | |
| I.3.2. Planchers | 04 |
| I.3.3. Maçonnerie | 04 |
| I.3.4. L'acrotère | 05 |
| I.3.5. Revêtement | 05 |
| I.3.6. Escalier | 05 |
| I.3.7. Infrastructure | 05 |
| I.3.8. Taux de travail du sol | 05 |
| I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux | 05 |
| I.4.1. Béton..... | 06 |
| I.4.1.1. Caractéristique du Béton..... | 06 |
| I.4.1.2. Granulats Ciment..... | 06 |
| I.4.1.3. Eau de gâchage | 06 |
| I.4.1.4. Ciment | 06 |
| I.4.1.5. Dosage du béton..... | 06 |
| I.4.2. Béton Armé..... | 07 |
| I.4.2.1. Résistance du béton | 07 |
| I.4.2.2. Résistance caractéristique à la compression | 07 |
| I.4.2.3. Résistance caractéristique à la traction | 07 |
| I.4.2.4. Coefficient de POISSON | 08 |
| I.4.2.5. Module de déformation longitudinale..... | 08 |
| I.4.2.5. Module de déformation transversale | 08 |
| I.4.3. L'acier | 08 |
| I.4.3.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier..... | 09 |
| I.5. PRINCIPE DE CALCUL DU CBA93..... | 09 |
| I.5.1. E.L.U de résistance | 09 |
| I.5.1.1. Contrainte du béton en compression | 09 |
| I.5.1.2. Contrainte ultime de cisaillement | 10 |

| | |
|------------------------------------------------------|----|
| I.5.2. Calcul en E.L.S | 10 |
| I.5.2.1. E.L.S de compression de béton..... | 11 |
| I.5.2.2. E.L.S de contrainte limite de l'acier | 11 |

CHAPITRE. II. PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

| | |
|------------------------------------------------------------------------------|----|
| II.1. INTRODUCTION | 13 |
| II.2. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations | 13 |
| II.2.1. Planchers à corps creux | 13 |
| II.2.2. Les dalles pleines..... | 14 |
| II.2.3. Maçonnerie | 15 |
| II.3. Prédimensionnement des planchers | 16 |
| II.3.1 Pré dimensionnement des dalles | 16 |
| II.3.1.1. Plancher en corps creux | 16 |
| II.3.1.2. Dalle pleine | 17 |
| II.3.2. Pré-dimensionnement des poutres | 17 |
| II.3.3. Les poteaux | 19 |
| II.3.3.1. Etapes de pré dimensionnement | 19 |
| II.4. Pré dimensionnement des voiles | 24 |

CHAPITRE. III. CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRE

| | |
|-----------------------------------------------------------------------|----|
| III.1. INTRODUCTION | 26 |
| III.1.1. Dimensionnement | 26 |
| III.1.2. Evaluation des charges et surcharges | 27 |
| III.1.3. Détermination des sollicitations | 28 |
| III.1.4. Ferrailage des escaliers | 29 |
| III.2.1 L'ACROTÈRE | 32 |
| III.2.2. Évaluation des charges | 32 |
| III.2.3. Calcul des sollicitations | 32 |
| III.2.4. Calcul du ferrailage | 32 |
| III.2.5. Vérification de l'effort tranchant | 35 |
| III.2.6. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton | 36 |
| III.2.7. Vérification de l'acrotère au séisme | 36 |
| III.4. Plancher à dalles pleines | 36 |
| III.4.1. Définition | 36 |
| III.4.2. Exposé de la méthode des lignes de ruptures | 36 |
| III.4.3. Calcul des dalles rectangulaire | 37 |
| III.4.4. Calcul du ferrailage à l'ELU | 39 |
| III.4.5. Vérification à l'ELS | 40 |

CHAPITRE. IV.CALCUL DES PLANCHERS

| | |
|-----------------------------------------------------|----|
| IV.1. Calcul des poutrelles | 43 |
| IV.2. Introduction..... | 43 |
| IV.3. Dimensionnement des poutrelles | 45 |
| IV.4. Calcul des sollicitations | 47 |
| IV.5. Ferrailage des poutrelles | 53 |
| IV.5.5. Ferrailage de la table de compression | 55 |

CHAPITRE.V. CALCUL DYNAMIQUE

| | |
|-----------------------------------------------------------------------------------|----|
| V.1. Introduction | 58 |
| V.2 OBJECTIFS et exigences | 59 |
| V.3. Méthodes de calcul | 59 |
| V.4. Caractéristiques géométriques de la structure | 59 |
| V.5. Choix de la méthode de calcul | 61 |
| V.6. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique | 65 |
| V.6.1. Vérification de comportement des trois premiers modes | 67 |
| V.6.2. Vérification de participation massique | 68 |
| V.6.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul | 68 |
| V.6.4. Vérification de la stabilité au renversement | 68 |
| V.6.4.1 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur | 68 |
| V. 6.4.2 Moment de renversement | 70 |
| V.6.4.3 Moment stabilisant | 70 |
| V.6.5. Vérification des déplacements inter-étages | 71 |
| V.6.6. Vérification des déplacements en tête | 71 |
| V.6.7. Vérification de cisaillement des éléments | 72 |
| V.6.8. Vérification de l'effort normal réduit à la base | 73 |
| V.6.9. Vérification vis à vis de l'effet P- Δ | 73 |

CHAPITRE : VI FERRAILAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

| | |
|--------------------------------------------------------------|----|
| VI.1. Introduction | 76 |
| VI.2 Les poteaux. | 76 |
| VI.2.1. Recommandation du règlement RPA99 version 2003 | 76 |
| VI.2.2. sollicitations extrêmes de ferrailage | 77 |

| | |
|-------------------------------------------------------------------------------|-----|
| VI.2.3. Etat limite ultime de stabilité de forme | 77 |
| VI.2.4. Détermination des sections d'acier | 78 |
| VI.2.5. Vérification à l'état limite service | 78 |
| VI.2.6. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant | 79 |
| VI.2.7. Armatures transversales | 80 |
| VI.2.8. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale | 82 |
| VI.3. Poutres | 83 |
| VI.3.1. Les combinaisons des charges | 83 |
| VI.3.2. Les matériaux | 84 |
| VI.3.3. Recommandation des règlements..... | 84 |
| VI.3.4. Ferrailage à l'état limite ultime | 85 |
| VI.3.5. Vérification des contraintes à l'état limite de service | 86 |
| VI.3.6. Vérification des poutres selon les conditions RPA | 87 |
| VI.3.7. Justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant | 88 |
| VI.3.8. Calcul des armatures transversales | 89 |
| VI.3.9. Vérification de la flèche | 90 |
| VI.4. Ferrailage des voiles..... | 92 |
| VI.4.1. Introduction..... | 92 |
| VI.4.2. Les voiles pleins..... | 92 |
| VI.4.3. Voiles avec fils d'ouvertures..... | 92 |
| VI.4.3.1. Les trumeaux..... | 92 |
| VI.4.3.2. Les linteaux..... | 92 |
| VI.4.4. Méthode de calcul | 93 |
| VI.4.4.1. Recommandations des règlements | 93 |
| VI.4.5. Ferrailages des voiles pleins | 95 |
| VI.4.5.1. Armatures verticales | 96 |
| VI.4.5.2. Calcul des armatures horizontaux..... | 98 |
| VI.4.5.3. Armatures transversales..... | 98 |
| VI.4.6. Ferrailages des voiles avec ouvertures..... | 99 |
| VI.4.6.1. Les trumeaux..... | 100 |
| VI.4.6.2. Les linteaux..... | 101 |

CHAPITRE : VII Calcul de l'infrastructure

| | |
|---------------------------------------------------------------------|-----|
| VII.1. Introduction..... | 106 |
| VII.2. Type de la fondation | 106 |
| VII.3. Connaissance du site et du sol | 107 |
| VII.4. Choix du type de fondation..... | 107 |
| VII.4.1. Calcul des semelles isolées..... | 107 |
| VII.4.1.1. Dimensionnement des semelles isolées | 108 |
| VII.4.2. Calcul des semelles filantes | 108 |
| VII.4.2.1. Ferrailages des semelles filantes..... | 109 |
| VII.4.2.2. Vérification des contraintes des semelles filantes | 109 |

| | |
|------------------------------------------------------------------------|-----|
| VII.4.2.3. Ferrailage des semelles filantes | 109 |
| VII.4.2.4. Vérification des longueurs de scellement | 110 |
| VII.4.2.5. Vérifications de la stabilité au renversement | 110 |
| VII.5. Ferrailage des poutres de libages | 110 |
| VII.5.1. Dimensionnement | 110 |
| VII.5.2. Calcul des moments | 112 |
| VII.5.3. Armatures longitudinales | 112 |
| VII.5.4. Armatures de peau | 113 |
| VII.5.5. Armatures transversales | 113 |
| VII.6. Ferrailage des longrines | 114 |
| VII.6.1. Recommandations des règlements | 115 |
| VII.6.2. Ferrailage à l'état limite ultime | 115 |
| VII.6.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service | 115 |
| VIII.6.4. Calcul des armatures transversales | 116 |
| Conclusion générale | 117 |

Références bibliographiques

Annexes

Introduction générale :

L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou des deux en même temps. Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important) : assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage ;
- Economie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses) ;
- Confort / Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation ;
- Durabilité (duré de vie) ;
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage multiple I implanté dans une zone de forte sismicité, il y a lieu donc de déterminer le comportement dynamique de la structure afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité, nous avons utilisé le (règlement parasismique algérien RPA99) version 2003.

- Cette étude se compose de 6 chapitres : Le premier chapitre portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser ;
- Le deuxième chapitre sera consacré à la détermination des actions verticales affectant la structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment ;
- Le troisième chapitre basera sur le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les poutrelles et la table de compression) ;
- Le quatrième chapitre consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales) ;
- La cinquième étape sera le calcul de ferrailage des éléments résistants (poutres ; longrines ; poteaux ; voiles) ;
- La sixième étape sera le calcul des fondations (type ; dimensions et ferrillages).

On termine par une conclusion sur l'ensemble de cette étude.

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. Nous consacrons donc ce chapitre pour donner quelques rappels et descriptions du projet à étudier.

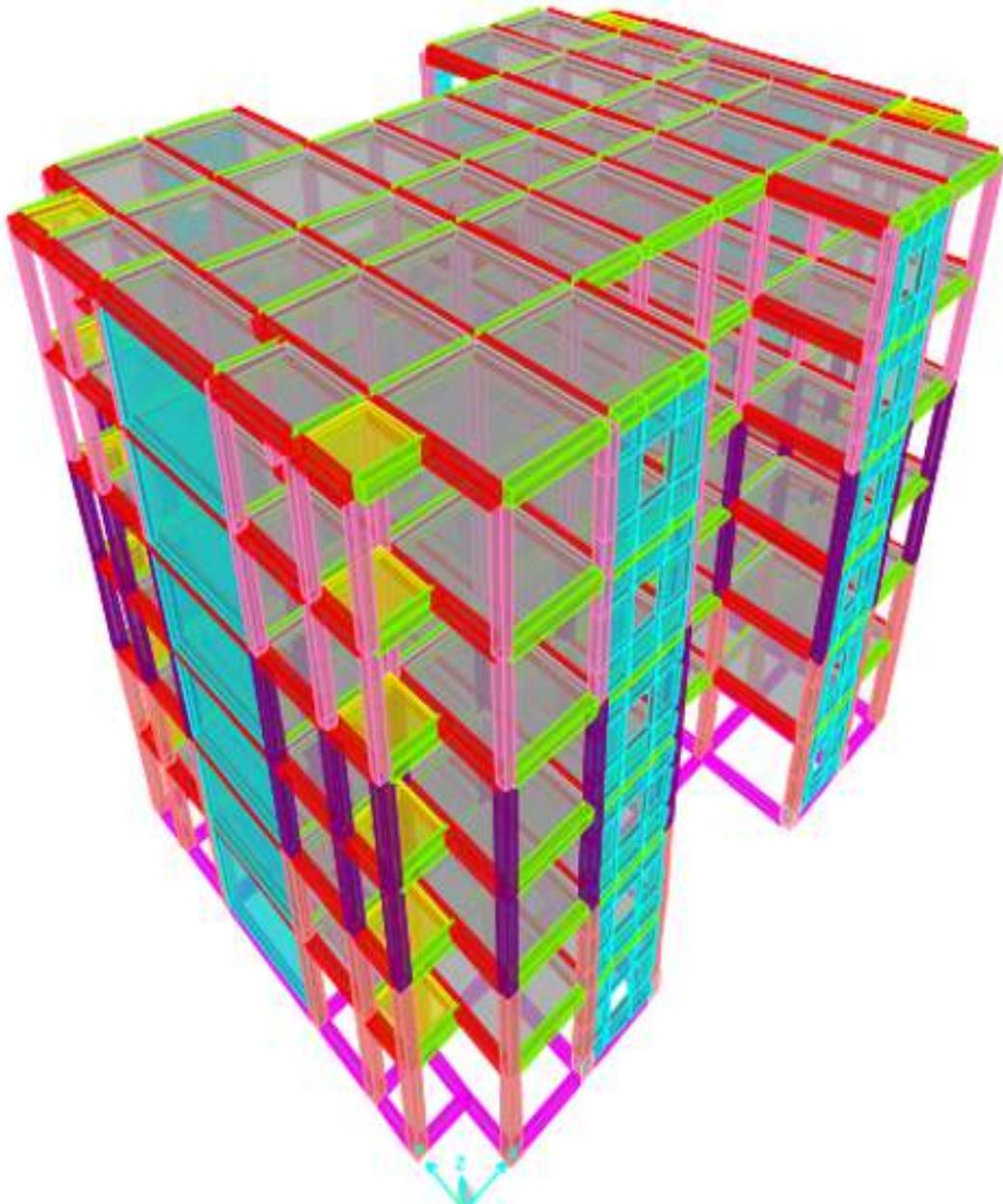
I.2 Description de l'ouvrage :

Figure. I.1. Vue de la Structure en 3D

I.2.1 Situation :

L'ouvrage étudié sera implanté dans la wilaya de « Boumerdès » classée selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003), comme une zone de forte sismicité (zone III), il est classifié dans le groupe d'usage 2 d'importance moyenne.

Notre projet comportant un RDC d'usage commerciale et 05 étages à destinations d'habitation avec terrasse inaccessible (RDC+05). Décroché en plan et en élévation avec un contreventement.

Notre étude sera menée conformément aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- Le règlement parasismique "RPA99 version 2003" ;
- Le règlement de Béton Armé "CBA93" ;
- Le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation".

I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

I.3.1 Dimension :

Tableau I.1. Dimension du bloc

| Dimension en plan | Dimension en élévation |
|-----------------------------------------|----------------------------------------|
| Longueur totale du bâtiment : L =25.30m | Hauteur de RDC : h =3.74m |
| Largeur totale du bâtiment : L = 19.90m | Hauteur de l'étage courant : h=3.23m |
| | Hauteur totale du bâtiment : H = 19.89 |

I.3.2 Planchers :

Nous avons adopté (2) types de planchers :

- Le plancher à corps creux ;
- Le plancher à dalle plein.

I.3.3 Maçonnerie : La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en brique creuse et le parpaing.

- On a pour :
- Mur extérieur (double paroi) ;
 - Mur intérieur (simple paroi).

a) Murs extérieurs: sont composés d' :

- Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur ;
- Une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.

b) Murs intérieurs:

- sont des cloisons de séparations de 10 d'épaisseur.

I.3.4 L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé. plus quelque types de revêtement son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales qui provoqueraient des fissures suivant la ligne de conjuncture entre l'acrotère et la forme en pente au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur

I.3.5 Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers ;
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau ;
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds ;
- Mortier de ciment pour Crépissages des façades extérieurs.

I.3.6 Les Escalier :

Les escaliers sont des éléments secondaires dans la structures servent à faciliter la circulation verticale entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier droit à deux volées à partir du RDC et assure la circulation jusqu'au dernier niveau

I.3.7 L'infrastructure :

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain d'assise ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol, pour cela on utilise soit des semelles (isolées ,filantes) ou un radier général.

I.3.8 Taux de travail du sol :

Le rapport géotechnique donne une contrainte admissible du sol de 2.40 bar (0.24Mpa) et une profondeur d'ancrage de 1.50m. le site est classé dans la catégorie S3 (sol meuble) selon le Règlement Parasismique Algérien RPA99 Version 2003.

Les dimensions ainsi que le calcul de ferrailage seront représentés dans le chapitre fondation.

I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les propriétés des matériaux utilisés dans la construction sont conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93).

I.4.1 Béton :

Le béton est un composite qui résulte du mélange intime des granulats naturels (sables, gravillons), de liants normalisés (ciments artificiels), éventuellement d'adjuvants, et d'eau de mouillage, ces constituants sont dosés de manière à obtenir après durcissement, un produit solide dont les propriétés mécaniques peuvent être comparable à celles des roches naturelles.

I.4.1.1 Caractéristique du Béton :

- facile à le fabriquer et à le mettre en œuvre sur chantier ;
- bonne résistance aux actions climatiques ;
- bonne résistance à la compression ;
- faible résistance à la traction.

I.4.1.2 Granulats :

Les granulats sont des matériaux inertes ou stériles qui constituent le squelette du béton. Le béton est constitué de deux types de granulats.

- Sable de dimension inférieure à 5 mm ;
- gravier de dimension inférieure à 16 mm (3/8 et 8/15).

I.4.1.3 Eau de gâchage :

L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement du béton.

I.4.1.4 Ciment :

Le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, il doit tenir compte des exigences suivantes :

- Résistance mécanique ;
- Imperméabilité à l'eau.

Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment portland artificiel (CEMII42.5)

I.4.1.5 Dosage du béton :

La variation de la teneur en eau modifie l'ouvrabilité du béton et peut altérer son module d'élasticité. Toute variation par rapport à la formulation théorique des bétons peut avoir des conséquences négatives sur leurs qualités.

On retiendra que, pour 1 m³ de béton, on utilise environ 350 à 400 kg de ciment, 175 à 200 kg d'eau, 500 à 550 kg de sables (dimension <6 mm) et 1100 à 1200 kg de gravillons (dimension comprise entre 1 et 25 mm), ces proportions varient dans de faibles proportions avec la qualité du béton recherché.

I.4.2 Béton armé :

Le béton armé est un mélange bien proportionné de deux matériaux différents

- Un matériau hétérogène qui est le béton ;
- Un matériau homogène qui est l'acier.

I.4.2.1 Résistance du béton :

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la destruction sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

I.4.2.2 Résistance caractéristique à la compression (CBA « Art [A.2.1.1.1] »)[1]

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit (28) jours d'âge ; cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200cm² de section ($\phi = 16\text{cm}$) et ayant une hauteur double de leur diamètre ($H=32\text{cm}$).

Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à $1.10f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

Tableau I.2 Résistance a la compression du béton (f_{c28}) à 7 , 14 et 90 jours

| f_{c28} (MPa) | 16 | 20 | 22 | 25 | 30 | 35 | 40 |
|-----------------|------|------|------|------|------|------|------|
| 7 jours | 10.6 | 13.2 | 14.6 | 16.5 | 19.9 | 23.2 | 26.5 |
| 14 jours | 13.7 | 17.9 | 18.8 | 21.4 | 25.6 | 29.9 | 34.2 |
| 90 jours | 17.6 | 22 | 24.2 | 27.5 | 33 | 38.5 | 44 |

I.4.2.3 Résistance caractéristique à la traction : CBA « Art [A.2.1.1.2] » [2]

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " f_{tj} " est déterminée par trois essais :

- En traction directe ;
- En traction par fendage ;
- En traction par flexion.

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle à la compression par la relation :

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

I.4.2.4 Coefficient de poisson (ν) : (CBA « Art [A.2.1.3] ») [3]

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple, le coefficient de poisson est pris égal à :

- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations (ELS);
- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations (ELU).

I.4.2.5 Module de déformation longitudinale :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton est pris égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{(MPa)} \quad \text{CBA « Art [A.2.1.2.1] »}$$

Où: f_{cj} représente la résistance caractéristique à la compression à "J" jours exprimée en *MPa*.

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation E_{vj} est pris égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{(MPa)} \quad \text{CBA « Art [A.2.1.2.2] »}$$

I.4.2.6 Module d'élasticité transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale est donnée par : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

Et en simplifiant $G = 0,41 \cdot 10^7$

I.4.3 Acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur très considérable par rapport à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

Types d'acier : Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant

Tableau I.3. Les types d'aciers utilisés et leurs nuances

| Nature | Utilisation | Nuance | Diamètre (mm) | Fe(MPa) |
|-------------------------|--------------------------|---------|----------------------|---------|
| Rond lisse | Armatures transversales | FeE 235 | $\phi 6$ et $\phi 8$ | 235 |
| Barre à haute adhérence | Armatures longitudinales | FeE 400 | $T \geq 10$ | 400 |
| Treillis soudé | - | - | - | - |

I.4.3.1 Module d'élasticité longitudinale de l'acier : (CBA « Art [A.2.2.1] »)[4]

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé : $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$

I.5. Principe de calcul du CBA 93 :

Il existe deux états limites :

a) Etat limite ultime (E.L.U) basé sur:

- Equilibre statique ;
- L'ouverture des fissures ;
- La stabilité de forme.

b) Etat limite de service (E.L.S) basé sur:

- La compression du béton ;
- L'ouverture des fissures ;
- La déformation.

I.5.1E.L.U de résistance

I.5.1.1 Contrainte du béton en compression : CBA « Art [A.4.3.4.1] »[5]

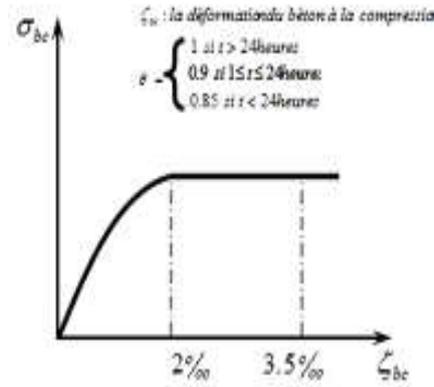


Figure I. 2. Diagramme contrainte déformation du béton

σ_{bc} Est donnée par la formule : $\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\gamma_b}$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité, tel que :

γ_b Pour une situation durable

=1.5

γ_b Pour une situation accidentelle

1.15

$\theta = 1$ Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures

$\theta = 0.9$ Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures

0.9

$\theta = 0.85$ Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure

=0.85

I.5.1.3 Contrainte ultime de cisaillement :

est donnée par :

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right)$

Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right)$

I.5.1.4 Contrainte limite de l'acier : CBA « Art [A.2.2.2] »[6]

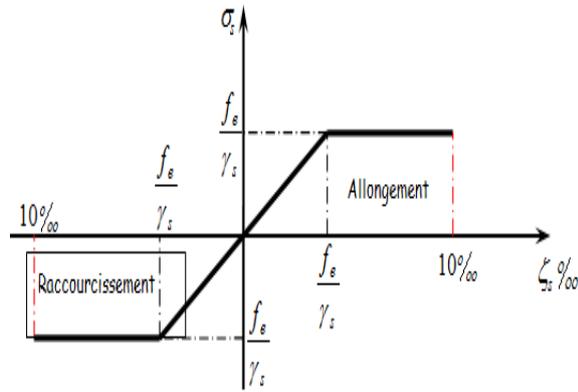


Figure I. 3. Diagramme contrainte-déformation de l'acier $\bar{\sigma}_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$

Avec :

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte de l'acier ;

f_e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{situation durable} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

ϵ_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier

ϵ_l : Allongement ou raccourcissement limite

d'où : $\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

I.5.2 Calcul en l'E.L.S

I.5.2.1 E.L.S de compression de béton : CBA « Art [A.4.5.2] »[7]

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{cj}$, A l'état ultime de service, σ_b doit être inférieure à $\bar{\sigma}_b$

I.5.2.2 E.L.S de contrainte limite de l'acier

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer
- Fissuration très préjudiciable: $\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right)$ [MPa] CBA «Art [A.4.5.3.3] »
- Fissuration très préjudiciable : : $\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right)$ [MPa]CBA «Art[A.4.5.3.4] »

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses et les teillis soudés} \\ 1.6 & \text{pour les armatures a haute adhérence} \end{cases}$$

CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRE

II.2 Introduction

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appel prédimensionnement.

Pour cela nous évaluons une décente des charges et des surcharges afin de déterminer ce qui revient a chaque élément porteur, de tous les niveaux et ce jusqu'à la fondation

II.2. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations

II.2.Charges permanentes :

II.2.1. Plancher à corps creux :

Tableau II.1. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux)

| N ⁰ | Composants | Epaisseur(m) | Poids volumique (KN/m ³) | Poids surfacique (KN/m ²) |
|---------------------|---------------------------|--------------|-----------------------------------------|------------------------------------------|
| 1 | Gravier roulé (8/15) | 0.05 | 18 | 0.9 |
| 2 | Etanchéité multicouche | 0.02 | 6 | 0.12 |
| 3 | Papier kraft | - | - | 0.05 |
| 4 | Forme de pente | 0.10 | 22 | 2.20 |
| 5 | Film polyane | - | - | 0.01 |
| 6 | Liège (isolant) | 0.04 | 4 | 0.16 |
| 7 | Pare vapeur | 0.01 | 6 | 0.06 |
| 8 | Plancher (16+4) | 0.16+0.04 | - | 2.80 |
| 9 | Enduit en plâtre | 0.02 | 10 | 0.20 |
| Charge permanente G | | | | Σ 6,50 |

Surcharge d'exploitation $Q=1\text{kN/m}^2$ la terrasse est inaccessible

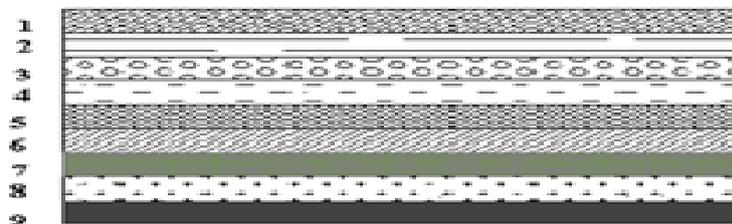


Figure II.1 Composants d'un plancher terrasse inaccessible

Tableau II. 2. Charges permanentes du plancher courant (corps creux)

| N ⁰ | Composante | Epaisseur(m) | Poids volumique (KN/m ³) | Poids surfacique (KN/m ²) |
|---------------------|------------------|--------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| 1 | Carrelage | 0.02 | 22 | 0.44 |
| 2 | Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.40 |
| 3 | Lit de sable | 0.03 | 18 | 0.54 |
| 4 | Plancher (16+4) | 0.16+0.04 | - | 2.80 |
| 5 | Enduit en plâtre | 0.02 | 10 | 0.20 |
| 6 | Cloison légère | 1.1 | - | 1.1 |
| Charge permanente G | | | | Σ 5.48 |

Surcharge d'exploitation Q=1.5KN/m²

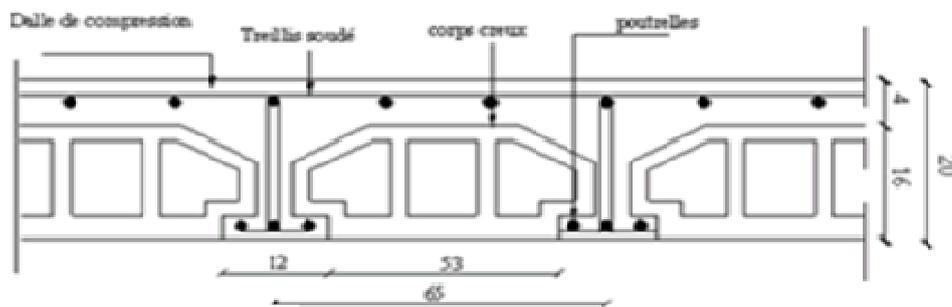


Figure II.2 Plancher à corps creux

II.2.2. Plancher à dalles pleines

Tableau II.3. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (dalle pleine)

| N ⁰ | Composants | Épaisseur (m) | Poids volumiques (KN /m ³) | Poids surfaciques (KN /m ²) |
|---------------------|------------------------|---------------|----------------------------------------|-----------------------------------------|
| 1 | Gravillon roulé (8/15) | 0.05 | 18 | 0.9 |
| 2 | Étanchéité multicouche | 0.02 | 6 | 0.12 |
| 3 | Papier kraft | - | - | 0.05 |
| 4 | Liège (isolant) | 0.04 | 4 | 0.16 |
| 5 | Forme de pente | 0.10 | 22 | 2.20 |
| 6 | Film polyane | - | - | 0.01 |
| 7 | Pare vapeur | 0.01 | 6 | 0.06 |
| 8 | Dalle pleine | 0.15 | 25 | 3.75 |
| 9 | Enduit en plâtre | 0.02 | 10 | 0.20 |
| Charge permanente G | | | | Σ 7.45 |

Surcharge d'exploitation Q=1kN/m²

Tableau II.4. Charges permanentes du plancher courant (dalle pleine)

| N ⁰ | Composante | Epaisseur(m) | Poids volumique (KN/m ³) | Poids surfacique (kN/m ²) |
|---------------------|----------------------------------|--------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| 1 | Carrelage | 0.02 | 22 | 0.44 |
| 2 | Lit de sable | 0.03 | 18 | 0.54 |
| 3 | Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.40 |
| 4 | Dalle pleine | 0.15 | 25 | 3.75 |
| 5 | Enduit en plâtre | 0.02 | 10 | 0.20 |
| 6 | Cloison légère +enduit de ciment | 1.1 | - | 1.1 |
| Charge permanente G | | | | Σ 6.43 |

Surcharge d'exploitation de balcon de l'étage courant Q = 3.5 KN/m².

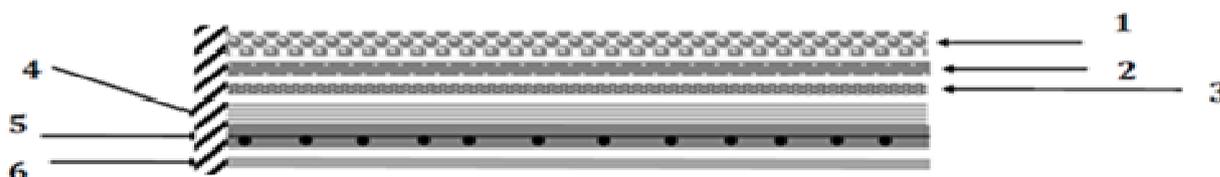


Figure II.3. Composants d'un Plancher de dalle pleine de la terrasse

II.2.3.Maçonnerie :



Figure II.4. Mur double cloison

Tableau II.5. Charges permanentes du mur double cloison

| N ⁰ | Composant | Épaisseur (m) | Poids volumiques (KN/m ³) | Poids surfaciques (KN/m ²) |
|---------------------|------------------|---------------|---------------------------------------|----------------------------------------|
| 1 | Enduit en plâtre | 0.01 | 10 | 2×0.1 |
| 2 | Enduit en ciment | 0.02 | 18 | 2×0.36 |
| 3 | Brique creuse | 0.10 | - | 2×0.9 |
| Charge permanente G | | | | Σ 2.72 |

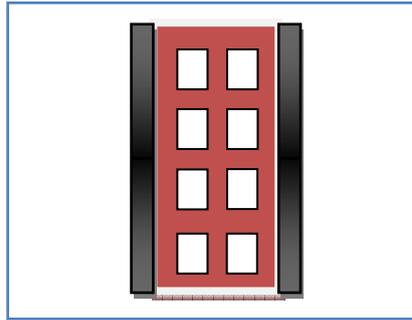


Figure II.5. Mur simple cloison

Tableau II.6. Charges permanentes du mur simple cloison

| N ^o | Composant | Épaisseur (m) | Poids volumiques (KN/m ³) | Poids surfaciques (KN/m ²) |
|---------------------|------------------|---------------|---------------------------------------|----------------------------------------|
| 1 | Enduit en plâtre | 0.01 | 10 | 0.1×2 |
| 2 | Brique creuse | 0.10 | - | 0.90 |
| Charge permanente G | | | | ∑ 1.1 |

II.3. Prédimensionnement des planchers :

II.3.1 Pré dimensionnement des dalles :

Pour tout construction le plancher est un structure horizontale qui supportera les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicules, personnes.....) et les charges permanentes (cloisons, revêtements). Celle-ci retransmettra aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs. Au final toutes ces charges se reportent aux fondations.

II.3.1.1 Plancher en corps creux :

Ce types de plancher se trouve au niveau de tous les étages, il est constitué de : Poutrelles semi-préfabriquées ou coulées sur place et une dalle de compression.

L'épaisseur du plancher est donnée par la formule suivante : $\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$ et pour $h_t \geq \frac{L}{22.5}$

Avec :

- L : la plus longue portée de la poutrelle mesurée entre nus des appuis.

- h_t : hauteur totale de plancher

L= 3.00 m d'où : alors $12 \leq h_t \leq 15$ on adopte $h_t=20$ cm

Telle que : $h_t = (d + e)$

d = 16cm (hauteur de corps creux).

e = 4cm (hauteur de dalle de compression, selon le CBA93 (ART.B7.2.2)).

Conclusion : On adoptera un plancher de 20 cm d'épaisseur composés d'un corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

on doit vérifier que $h_t \geq 16$ cm on a : $h_t = 20\text{cm} \geq 16$ Pour obtenir une bonne isolation acoustique

II.3.1.2 Dalle pleine :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Elles reposent sur 1, 2, 3, ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé. Le dimensionnement de ce type de plancher dépend des deux critères suivant :

Critère de résistance :

Dalle reposant sur 3 et 4 appuis $L_x = 3.00$ m

$$\frac{L_x}{50} \leq e_p \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow 6.00 \leq e_p \leq 7.5$$

Sécurité contre l'incendie :

- $e_p = 7\text{cm}$: peut assurer un coupe-feu d'une heure ;
- $e_p = 11\text{cm}$: peut assurer un coupe-feu de deux heures ;
- $e_p = 17,5\text{cm}$ pour quatre heures de coup de feu .

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

Isolation phonique : pour obtenir une bonne isolation Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm

II.3.2. Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux ayant un rôle la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux, voiles).Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon la formule suivante et selon le RPA99/2003

a) Poutres principales (porteuses)

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

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Avec :

L : La portée maximale de la poutre ;

h : La hauteur de section ;

b : La largeur de la section.

- Détermination la hauteur « h »

On a: $L = 4.00\text{m}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \rightarrow \quad 26.667 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm}$$

On adopte: h=40cm

- Détermination de la largeur « b »

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad \rightarrow \quad 12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On adopte : b=30cm

-Vérification selon le «RPA 99 version 2003 Art [7.5.1] » : (Zone sismique III)

Les dimensions doivent respecter les dimensions ci-après :

$$B \geq 20 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad b=30 \text{ cm} > 20$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \rightarrow \quad \frac{40}{30} = 1.33 < 4$$

- Condition de rigidité ;

On doit vérifier que

$$\left(\frac{h}{l}\right) > \left(\frac{1}{16}\right) \rightarrow \frac{40}{400} = 0.1 > 0.062 \quad (\text{Vérifier})$$

- Poutres secondaire :

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

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

- Détermination de hauteur « h »

On a: L = 3.00m

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \rightarrow \quad 20 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte: h = 35cm

- Détermination de largeur « b »

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad \rightarrow \quad 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

On adopte : b = 30cm

- Vérification selon le «RPA 99 version 2003 Art [7.5.1] » [1]: (Zone sismique III) Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$B \geq 20 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad b= 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$H \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad h= 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{35}{30} = 1.17 < 4$$

- Condition de rigidité

On doit vérifier que

$$\left(\frac{h}{l}\right) > \left(\frac{1}{16}\right) \quad \frac{35}{390} = 0.089 > 0.062 \quad (\text{vérifier})$$

On adopte les sections :

Poutres principales (Sens porteur) : (bxh) = (30x40) cm².

Poutres secondaires (Sens non porteur) : (bxh) = (30x35) cm²

II.3.3. Les poteaux

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations. Pour dimensionner les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime :
(Nu=1,35G+1,5Q),

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. On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

II.3.3.1. Etapes de pré dimensionnement

- Calcul de la surface reprise par le poteau ;
- Choix de poteau le plus sollicité ;
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau ;
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA99 version 2003.[Art 7.4.1].

Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :

$$\text{Min } (b1, h1) \geq 30 \text{ cm. (Zone IIb et III)}$$

$$\text{Min } (b1, h1) \geq \frac{he}{20}.$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b1}{h1} \leq 4$$

$$\text{Vérifier } N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right] \text{ (CBA93 [B.8.4.1]) [2]}$$

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$ (Situation durable).

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$ (Situation durable).

f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e=400MPa$).

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=25MPa$).

A_s : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du Poteau.

α : Coefficient en fonction de l'élanement mécanique λ qui prend les valeurs Suivantes :

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

Avec :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} : \quad \text{C'est l'élanement mécanique.}$$

$L_f=0.7L_0$: Cest la longueur de flambement.

$$i = \sqrt{\frac{I_{min}}{S}} : \quad \text{C'est le rayon de giration}$$

Où :

$$i = \frac{b}{\sqrt{12}} \left[I = \frac{b \cdot h^3}{12} \right] \quad (\text{poteau carré}).$$

$$i = \frac{D}{4} \left[I = \frac{\pi D^4}{64} \right] \quad (\text{poteau circulaire}).$$

a) Détermination des charges et surcharges agissant sur le poteau

Le choix du poteau le plus sollicité :

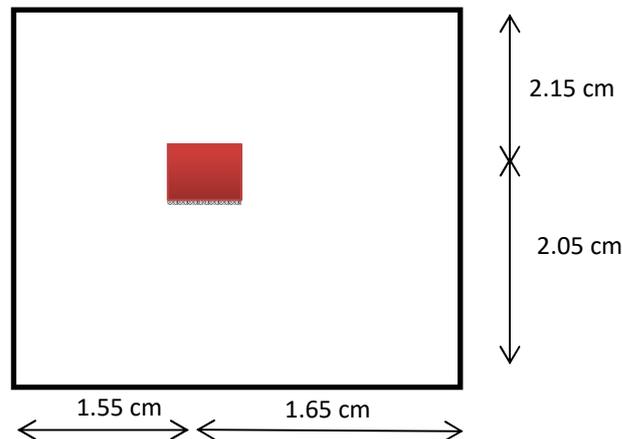


Fig II.6. Schéma représente la position de poteau le plus sollicité

La surface Complete du plancher: $S_t = 3.2 \times 4.2 = 13.44m^2$

La surface du plancher seulement: $S_p = (3.2-0.3) \times (4.2-0.3) = 11.31m^2$

Donc finalement on a : $S_t = 13.44m^2$ et $S_p = 11.31m^2$

b) Les charges permanentes :

- Poids propre des poutres

Poutre principale:

Le RDC ; 1^{er} étage:

$$P_p = b \cdot h \cdot L \cdot \rho_{\text{beton}} = 0,3 \cdot 0,4 \cdot 25 \cdot 3,9 = 11,7 \text{ KN}$$

Tableau II.7. Charges permanentes du poutre principale

| Etage | Rdc ; 1 ^{er} | 2 ^{eme} et 3 ^{eme} | 4 ^{eme} et 5 ^{eme} |
|-----------------------------|-----------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| G _{poutres p} (KN) | 11.4 | 11.55 | 11.7 |

- Poutre secondaire:

$$P_s = b \cdot h \cdot L \cdot \rho_{\text{beton}} = 0,3 \cdot 0,35 \cdot 25 \cdot 2,9 = 7,61 \text{ KN}$$

Tableau II.8. Charges permanentes du poutrelle

| Etage | Rdc ; 1 ^{er} | 2 ^{eme} ; 3 ^{eme} | 4 ^{eme} ; 5 ^{eme} |
|-----------------------------|-----------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| G _{poutres p} (KN) | 7.35 | 7.48 | 7.61 |

- Poids propre des poteaux :

He : La hauteur de poteau

He = H totale – h poutre

Le RDC :

$$P_{\text{ poteau}} = b \cdot b \cdot H_e \cdot \rho_{\text{beton}} = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 25 \cdot 3,74 = 14,96 \text{ KN}$$

Tableau II.9. Charges permanentes du poteau

| Etage | Rdc | 1 ^{er} | 2 ^{eme} ; 3 ^{eme} | 4 ^{eme} et 5 ^{eme} |
|-----------------------------|-------|-----------------|-------------------------------------|--------------------------------------|
| G _{poutres p} (KN) | 14.96 | 12.92 | 9.89 | 7.27 |

les sections des poteaux sont satisfaisantes aux conditions de RPA99 version 2003[2].

On adopte la section des poteaux suivante :

- (bxh) = (30×30) cm² pour 4eme étage et 5eme étages ;

- (bxh) = (35×35) pour 2eme étage et 3eme étage ;

- (bxh) = (40×40) pour RDC et 1er étage ;

- Poids propre des planchers :

Terrasse :

$$Pp \text{ ter} = 6,6.1,31 = 74,64 \text{ kN}$$

Etage courant

$$Pp \text{ ec} = 5,48 .11,31 = 61,98 \text{ KN}$$

a) Les charges d'exploitations :

Les surcharges des planchers sont différentes :

- 5^{eme} étage Q_0
- 4^{eme} étage Q_0+Q_1
- 3^{eme} étage $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$
- 2^{eme} étage $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- 1^{er} étage $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- RDC $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Tableau II.10. Détermination des surcharges d'exploitation

| Etage | Rdc | 1 ^{er} | 2 | 3 | 4 | 5 |
|-------|-------|-----------------|-------|-------|------|-------|
| Q(KN) | 94.08 | 81.98 | 67.87 | 52.74 | 33.6 | 13.44 |

- Terrasse inaccessible..... $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
- Etage courant..... $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$
- RDC..... $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

b) Calcul de l'effort Nu :

$$Nu = 1.35G + 1.5Q$$

$$Nucum = 1.1 Nultime$$

Tableau II.11. Les efforts dans les niveaux.

| Etage | G | Gcum | Q | Nu | Nucum |
|-------|--------|--------|-------|--------|--------|
| 5 | 101.22 | 101.22 | 13.44 | 156.80 | 172.48 |
| 4 | 88.56 | 189.87 | 33.6 | 306.60 | 337.26 |
| 3 | 90.9 | 280.68 | 52.74 | 456.52 | 502.18 |
| 2 | 90.9 | 371.58 | 67.87 | 603.43 | 663.78 |
| 1 | 93.65 | 465.23 | 81.98 | 641.53 | 705.68 |
| Rdc | 95.69 | 560.92 | 94.08 | 898.36 | 988.20 |

Tableau II .12. La vérification de l'effort normal.

| Etage | Dimension | B_r (mm ²) | λ | A | A_s (mm ²) | \bar{N} (KN) |
|------------------------|-----------|--------------------------|-----------|-------|--------------------------|----------------|
| 5 ^{ème} étage | 30×30 | 78400 | 26.10 | 0.764 | 90 | 1134.61 |
| 4 ^{ème} étage | 30×30 | 78400 | 26.10 | 0.764 | 90 | 1134.61 |
| 3 ^{ème} étage | 35*35 | 108900 | 22.38 | 0.785 | 122.5 | 1616.53 |
| 2 ^{ème} étage | 35*35 | 108900 | 22.38 | 0.785 | 122.5 | 1616.53 |
| 1 ^{er} étage | 40*40 | 144400 | 19.58 | 0.799 | 160 | 2181.05 |
| RDC | 40*40 | 144400 | 22.67 | 0.784 | 160 | 2533.19 |

1.1 $N_{ultime} \leq \bar{N}$ verifier

- c) Vérification selon le RPA9 (version 2003) [Art 7.5.1] [2]:

RDC et 1^{er} étage : Les poteaux de section (40x40) cm²

$\text{Min}(40, 40) \geq 30 \text{ cm}$ (vérifier)

$\text{Min}(40, 40) > \frac{h_e}{20} = \frac{374}{20} = 18.7 \text{ cm}$ (vérifier)

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1 > 0.25$ (Vérifier)

2^{ème} étage et 3^{ème} étage : Les poteaux de section (40x40) cm²

$\text{Min}(35, 35) \geq 30 \text{ cm}$ (vérifier)

$\text{Min}(35, 35) > \frac{h_e}{20} = \frac{323}{20} = 16.15 \text{ cm}$ (vérifier)

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1 > 0.25$ (Vérifier)

4^{ème} étage et 5^{ème} étage :

$\text{Min}(30, 30) \leq 30 \text{ cm}$ (vérifier)

$\text{Min}(30, 30) > \frac{h_e}{20} = \frac{323}{20} = 16.15 \text{ cm}$ (verifier)

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{30}{30} = 1 > 0.25$ (Vérifier)

- Vérification aux zones nodales : selon RPA99 version2003 [Art 7.5.1]

Vérifier : $b \text{ max} \leq 1,5h_1 + b_1$; $d \leq \text{Max}(b_1/2; h_1/2)$

Tableau II.13 Vérification aux zones nodales

| Etage | B_{max} (cm) | h_1 (cm) | b_1 (cm) | B_{max} $\leq 1,5h_1 + b_1$ | d (cm) | Max ($b_1/2; h_1/2$) | $d \leq$ Max ($b_1/2; h_1/2$) |
|--------------------------------------|-------------------|---------------|---------------|----------------------------------|-------------|---------------------------|------------------------------------|
| 4 ^{eme} et 5 ^{eme} | 30 | 30 | 30 | C.V | 2.5 | 15 | vérifier |
| 2 ^{eme} et 3 ^{eme} | 30 | 35 | 35 | C.V | 5 | 17.5 | vérifier |
| RDC et 1 ^{er} | 30 | 40 | 40 | C.V | 7.5 | 20 | vérifier |

II.4. Pré dimensionnement des voiles [Art 7.7.1]

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités. Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

Dans notre cas on a :

$$h_e = 3,74 - 0,35 = 3,39\text{m}$$

$$a \geq \text{Max} (15 \text{ cm} ; h_e/25 ; h_e/22 ; h_e/20)$$

$$a \geq \text{Max}(15 \text{ cm} ; 13,56 \text{ cm}; 15,40 \text{ cm}; 16,95 \text{ cm})$$

$$a \geq 16,95 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad a = 17 \text{ cm}$$

Remarque : Les résultats obtenus ne sont pas définitifs ils peuvent être modifiés après les vérifications dans la phase de calcul.

CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRE

III.1 Introduction

Un escalier est un ouvrage qui permet l'accès à tous les niveaux d'une construction. Il est constitué de gradins, dalle inclinée (volées), avec des dalles horizontales (paliers) coulées sur place.

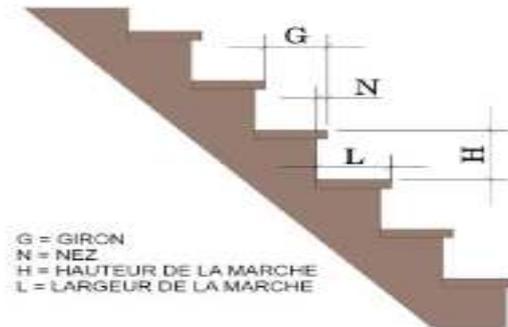


Figure III.1 Schéma d'escalier

Notre bâtiment est composé d'escalier droits à deux volée, sont constitué par deux composants (palier et paillasse)

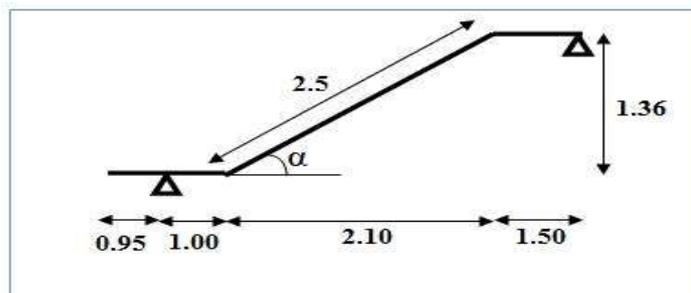
III.1.1. Dimensionnement

Pour les dimensions des marches "g" et les contres marches "h" on utilise généralement la formule de BLONDEL : $60 \leq g + 2h \leq 64$

Dans un escalier bien fait et commode la formule devient : $g + 2h = 64$ m

On obtient le nombre des marchés et leurs dimensions par les relations suivantes : $h = \frac{H}{n}$

$$g = \frac{L}{(n-1)}$$



Avec :

Figure III.2 Modélisation de volée à deux appuis

n : nombre de contres marches.

n - 1 : Nombre de marches.

h : hauteur de la marche.

g : giron (largeur de la marche).

L : Longueur de la paillasse

H : hauteur de la volée.

Le nombre de contremarches $n - 8$

Le nombre des marchés $n - 1 = 7$

Alors :

$$h = \frac{H}{n} \rightarrow h = \frac{1.36}{8} = 0.17 \quad g = \frac{L}{n-1} \rightarrow g = \frac{210}{7} = 30 \text{ m}$$

- Vérification de la formule de blondel :

$$60 \leq g + 2h \leq 64 \quad 60 \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \leq 64$$

- Vérification d'inclinaison α :

$$\text{Tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{136}{210} = 0.647 \quad \alpha = 32.94^\circ$$

- Longueur de la paillasse e_p :

$$L_{\text{total}} = 5.00\text{m.}$$

Dans le cas d'une dalle portant sur deux côtés, on a :

$$\frac{L_{\text{total}}}{35} \leq e_p \leq \frac{L_{\text{total}}}{30} \rightarrow 14.28 \leq e_p \leq 16.66 \quad \text{On adopt: } e_p = 15\text{cm.}$$

III.1.2 Evaluation des charges et surcharges

Le calcul des charges et surcharges revenant à l'escalier est montré dans les tableaux suivants:

Tableau III.1. Évaluation de charge permanente de palier de l'escalier

| | Désignations | Epaisseur (m) | Poids volumique (KN/m ³) | Poids Surfacique (KN/m ²) |
|---|---------------------|-------------------|-----------------------------------------|------------------------------------------|
| 1 | Carrelage | 0,02 | 22 | 0,44 |
| 2 | Mortier de pose | 0,02 | 20 | 0,40 |
| 3 | Lit de sable | 0.03 | 18 | 0.54 |
| 4 | Marche | 0,17/2 | 25 | 2.125 |
| 5 | Paillasse | 0.15/cos α | 25 | 4.468 |
| 6 | Enduit en ciment | 0,02 | 18 | 0,36 |
| | Charge permanente G | | | Σ 8.333 |

Charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

III.1.3 Détermination des sollicitations :

Tableau III.2. Combinaison des charges de l'escalier

| | G (KN/m) | Q (KN/m) | P _u (KN/m) | P _{ser} (KN/m) |
|-----------|----------|----------|-----------------------|-------------------------|
| Palier | 5.49 | 2.5 | 11.16 | 7.99 |
| Paillasse | 8.545 | 2.5 | 15.28 | 11.045 |

- Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

À l'E.L.U : P_u = 1.35 G + 1.5 Q

À l'E.L.S : P_{ser} = G + Q

a) ELU :

Les équations d'équilibres donnent :

RA = 57.59kN

RB = 36.70Kn

- Moment fléchissant :

$M(x) = -9.22x - 11.16 \frac{x^2}{2}$ $x \in [0; 0.95[$

$M(x) = -5.58x^2 + 37.77x - 14.06$ $x \in [0; 1[$

$M(x) = -7.64x^2 + 26.60x - 18.39$ $x \in [0; 2.7[$

$M(x) = -5.58x^2 - 14.65x + 34.53$ $x \in [0; 1.5[$

- L'effort tranchant :

$T(x) = -9.22 - 5.58x$ $x \in [0; 0.95[$

$T(x) = -11.16x + 37.77$ $x \in [0; 1.00[$

$T(x) = -15.28x + 26.60$ $x \in [0; 2.7[$

$T(x) = -11.16x - 14.65$ $x \in [0; 1.5[$

- Le moment maximum

$M_0 = 49.85 \text{ kN.m}$ à $x = 3.38\text{m}$

$M_t = 0.85 M_0 = 42.37 \text{ KN.m}$

$M_a = 0.5 M_0 = 24.92 \text{ kN.m}$

$T_{max} = 37.77 \text{ kN}$

b) ELS

Les équations d'équilibres donnent :

- $R_A = 44.04 \text{ kN}$

- $R_B = 22.12 \text{ kN}$

- Moment fléchissant :

$M(x) = -9.22x - 7.99 \frac{x^2}{2}$ $x \in [0; 0.95[$

$M(x) = -3.995x^2 + 27.22x - 12.36$ $x \in [0; 1[$

$M(x) = -5.5225x^2 + 19.23x + 10.87$ $x \in [0; 2.7[$

$M(x) = -3.995x^2 - 10.58x + 22.55$ $x \in [0; 1.5[$

- L'effort tranchant :

$$T(x) = -9.22 - 7.99x \quad x \in [0 ; 0.95[$$

$$T(x) = -7.99x + 27.22 \quad x \in [0 ; 1.00[$$

$$T(x) = -11.045x + 19.23 \quad x \in [0 ; 2.7[$$

$$T(x) = -7.99x - 10.58 \quad x \in [0 ; 1.5[$$

- Le moment maximum

$$M_0 = 33.97 \text{ kN.m} \quad \text{à} \quad x = 3.38 \text{ m}$$

$$M_t = 0.85 M_0 = 28.87 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0.5 M_0 = 16.98 \text{ kN.m}$$

$$T_{\max} = 27.22 \text{ kN}$$

- Récapitulation

$$M_t = 0.85 M_{\max} \quad M_a = 0.5 M_{\max}$$

Tableau III.3. Récapitulation des résultats

| | $M_t(\text{KN.m})$ | $M_a(\text{KN.m})$ | T(KN) |
|-----|--------------------|--------------------|-------|
| ELU | 42.37 | 24.92 | 37.77 |
| ELS | 28.87 | 16.98 | 27.22 |

III.1.4. Ferrailage des escaliers : Le ferrailage est montré dans le tableau

Tableau III.4. Résultats de la flexion simple

| | $M_u(\text{KN.m})$ | d (cm) | μ | β | $A_{\text{cal}} (\text{cm}^2/\text{ml})$ | $A_{\text{choisir}} (\text{cm}^2)$ |
|------------|--------------------|--------|-------|---------|------------------------------------------|------------------------------------|
| En travée | 42.37 | 14.50 | 0.142 | 0.923 | 9.09 | 7HA14=10.77 |
| Aux appuis | 24.92 | 14.50 | 0.083 | 0.956 | 5.16 | 4HA14=6.15 |

Avec : $\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b}$; $A = \frac{M_u}{\beta d\sigma_s}$

a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{B}{1000} = 1.7 \text{ cm}^2$$

Donc : $A > A_{\min}$

Le choix

En travée : $A = 7\text{HA}14 = 10.77 \text{ cm}^2$

Aux appuis : $A = 4\text{HA}14 = 6.15 \text{ cm}^2$.

b) Armature de répartition : $A_r = \frac{A}{4}$

En travée : $A_r = 6\text{HA}8 = 3.01 \text{ cm}^2$

Aux appuis : $A_r = 6\text{HA}8 = 3.01 \text{ cm}^2$

c) Vérification d'espacement :

Tableau III.5. Vérification de l'espacement

| | Les armatures longitudinales | Les armatures de repartitions |
|-----------|------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------|
| En travée | $S_t = 20\text{cm} \leq \text{Min}[3h=51 ; 33\text{cm}] = 33\text{cm}$ | $25\text{cm} \leq \text{Min}[3h=51 ; 33\text{cm}] = 33\text{cm}$ |
| En appuis | $S_t = 20\text{cm} \leq \text{Min}[4h=68 ; 45\text{cm}] = 45\text{cm}$ | $25\text{cm} \leq \text{Min}[4h=68 ; 45\text{cm}] = 45\text{cm}$ |

d) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art A5.1.2) : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{37.77 \times 10^3}{1000 \times 145}$
 $= 0.260 \text{ MPa}$

On considère la fissuration comme peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right]$

$\tau_u = 0.260 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ (verifier)

e) Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition :

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

Tableau III.6. Vérification à l'état limite de service

| | Travées | Appuis |
|--------------------------------|-------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|
| A (cm ²) | 10.77 | 6.15 |
| M _{ser} (kN.m) | 28.87 | 16.98 |
| Y (cm) | 5.41 | 4.33 |
| I (cm ⁴) | $I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \rightarrow I$ $= 18626.58$ | $I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \rightarrow I$ $= 12247.40$ |
| $\bar{\sigma}_b$ (Mpa) | 15 | |
| σ_b (Mpa) | $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 8.38$ | $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 6.003$ |
| $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ | Oui | Oui |

f) Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions ci-après sont vérifiées :

$\frac{h}{L} = 0.02 \geq \frac{M_t}{20M_0} = 0.042 \rightarrow \text{N.V}$

$\frac{A}{b_0 \cdot d} = 0.007 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \rightarrow \text{N.V}$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Évaluation de la flèche : (selon l'Annexe D du CBA93)

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_t \leq \bar{f}$:
$$\bar{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} & \text{si } L \leq 5m \\ 0.5 + \frac{L}{500} & \text{si } L \geq 5m \end{cases}$$

pour les flèches aux charges instantanées: $f_t = \frac{M_{ser}L^2}{10E_i I_{fi}}$

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

$$I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \mu \lambda_i}$$

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

$$\rho = \frac{A}{b.d}$$

$$\mu = \max \left[1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s}; 0 \right]$$

Pour les flèches aux charges de longues durées : $f_v = \frac{M_{ser}L^2}{10I_{fv}E_v}$

Avec :

- Détermination de l'axe neutre: $y_G = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15A.d}{b.h + 15} = 9.79 \text{cm}$

- Moment d'inertie de la section totale: $I_0 = \frac{b}{3} [y^3 + (h - y)^3] + 15A(y - d)^2$

$$= 47354.48 \text{cm}^4$$

Tableau III.7. Vérification de la flèche

| A (cm ²) | M (KN .m) | P | σ s (MPa) | M | y (cm) | I ₀ (cm ⁴) |
|-------------------------------------|------------------------------------|---------|---------------------|---------|-----------------------|-----------------------------------|
| 10.77 | 28.87 | 0.0074 | 211.03 | 0.560 | 9.79 | 47354.48 |
| FI _{fi} (cm ⁴) | I _{fv} (cm ⁴) | Fi (mm) | F _v (mm) | ΔF (mm) | F _{adm} (mm) | ΔF < F _{adm} |
| 20152.40 | 31880.34 | 12.04 | 18.65 | 6.61 | 10.9 | Oui |

Calcul de la poutre palière

Le pré-dimensionnement de la poutre palière est donné par les formules empiriques suivantes:

- (portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10
- 0.3h ≤ b ≤ 0.7h

$$L_{\max} = 2.80 \text{m}$$

$$18.66 \text{ cm} \leq h \leq 28 \text{cm} \quad h = 30 \text{cm.}$$

$$6.6 \leq b \leq 21 \quad b=30\text{cm}$$

Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm.}$$

$$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$h/b = 1 < 4.$$

$$\text{Poids propre de la poutre: } p_p = (0.3 \times 0.3) \times 25 \quad p_p = 2.25 \text{ KN / m}$$

$$\text{Réaction d'escalier: } R_u = 57.59 \text{ KN}, R_s = 44.04 \text{ KN}$$

$$\text{Poids du demi-mur } P_m = 2.72 \times 1.33 = 3.62 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1.35(P_p + P_m) + R_u \quad P_u = -65.51 \text{ KN/m}$$

$$P_s = (P_p + P_m + R_s) \quad P_s = 49.91 \text{ KN/m}$$

. Les efforts agissant sur la poutre

| | Ra(kN) | Ma(kNm) | Mt(kNm) |
|-----|--------|---------|---------|
| ELU | 91.71 | 42.80 | 21.39 |
| ELS | 69.87 | 32.60 | 16.30 |

Ferraillage de la poutre palière

. Les données de la calcul de ferraillage de poutre palière

| | | | | |
|-------|-----------------------------|-------------------------|----------------------------------|------------------------------|
| Béton | $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ | $\gamma_b = 1.5$ | $\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$ | $c = 3 \text{ cm}$ |
| | $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ | $b = 25 \text{ cm}$ | $h = 30 \text{ cm}$ | $d = 27 \text{ cm}$ |
| Acier | FeE400 | $f_e = 400 \text{ Mpa}$ | $\gamma_s = 1.15$ | $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ |

. calcul des sections d'acier de la poutre palière

| | $M_u \text{ (KN.m)}$ | μ | B | A (cm ²) | A' (cm ²) | A _{adopt} (cm ²) |
|-----------|----------------------|-------|-------|----------------------|-----------------------|---------------------------------------|
| En travée | 21.56 | 0.083 | 0.956 | 2.40 | 0.00 | 3HA12=3.39 |
| En appuis | 43.13 | 0.166 | 0.909 | 5.04 | 0.00 | 3HA16=6.03 |

- Condition de non fragilité

$$\text{On vérifie que: } A \geq A_{\min} = \frac{B}{1000}$$

$$\text{En travées: } A = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = \frac{25 \times 30}{1000} = 0.75 \text{ cm}^2$$

En appuis : $A = 6.03 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = \frac{25 \times 30}{1000} = 0.75 \text{ cm}^2$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{92.43 \times 10^3}{250 \times 270} = 1.369 \text{ MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.369 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} .$$

- **Vérification de compression dans la bielle de béton**

$$V_u \leq 0.4 \left(\frac{f_{c28}}{1.5} \right) b_0 \cdot a$$

$$a = \text{Min}[b - c - 2 ; 0.9d] = \text{Min}[20 \text{ cm} ; 24.3 \text{ cm}] = 20 \text{ cm}$$

$$V_u = 92.43 \text{ kN} \leq 0.4 \left(\frac{25}{1.5} \right) \times 250 \times 200 = 333.33 \text{ N}$$

- **Vérification au voisinage de l'appui**

$$\frac{2V_u}{b_0 \cdot a} < 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{2 \times 92.43 \times 10^3}{250 \times 200} = 3.70 < 0.8 \times \frac{25}{1.15} = 17.39$$

$$A = 3.39 \text{ cm}^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_c} = \frac{1.15 \times 92.43 \times 10^3}{400} = 2.65 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales**

$$\varphi_t = \text{Min} \left[\frac{h}{35} = 0.86 \text{ cm} ; \varphi_1 = 16 \text{ mm} ; \frac{b_0}{10} = 2.5 \text{ cm} \right]$$

$$\varphi_t = 8 \text{ mm} < 0.86 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{\pi \cdot \varphi_t^2}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Donc on adoptera: $A_t = 4 \text{ T } 8 = 2 \text{ cm}^2$

- **Vérification du R.P.A 99: Art [7.5.2.2]**

$$A_{t \min} = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$S_t \leq \bar{S}_t = \text{Min} \left[\frac{h}{4} = 7.5 \text{ cm} ; 12\phi_t = 9.6 \text{ cm} \right]$$

$$\begin{cases} \bar{S}_t = 7.5 \text{ cm} & (\text{zone nodale}) \\ \bar{S}_t = 15 \text{ cm} & (\text{zone courante}) \end{cases}$$

On adoptera les valeurs suivantes: $\begin{cases} S_t = 5 \text{ cm} & (\text{zone nodale}) \\ S_t = 15 \text{ cm} & (\text{zone courante}) \end{cases}$

On a : $A_t = 1 \text{ cm}^2$.

$$S_t = 5 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 2 \text{ cm}^2 > A_{t \min} = 0.003.b.S_t = 0.375 \text{ cm}^2$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 2 \text{ cm}^2 > A_{t \min} = 0.003.b.S_t = 1.125 \text{ cm}^2$$

$$S_t < \bar{S}_t$$

et on procédera à la vérification des paramètres suivants:

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{r28} \cdot k)}{0.9 \cdot f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Avec : $k = 1$ (flexion simple)

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\text{Zone nodale: } \frac{2 \times 10^2}{250 \times 50} = 0.016 \geq \frac{1.15(1.369 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (0 + 1)} = 0.0023$$

$$\text{Zone courante: } \frac{2 \times 10^2}{250 \times 150} = 0.005 \geq \frac{1.15(1.369 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (0 + 1)} = 0.0023$$

$$A_t \geq A_{\min} = \frac{0.4 \cdot b_0 \cdot S_t}{f_e}$$

$$\text{Zone nodale: } A_t = 2 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = \frac{0.4 \times 250 \times 50}{400} = 0.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante: } A_t = 2 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = \frac{0.4 \times 250 \times 150}{400} = 0.38 \text{ cm}^2$$

- Vérification à l'E.L.S

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Vérification des armatures à ELS

| | En travées | En appuis |
|--------------------------------|------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------|
| A (cm ²) | 3.39 | 6.03 |
| M _{ser} (kN.m) | 16.42 | 32.85 |
| Y (cm) | $12.5y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 8.64$ | $12.5y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 10.8$ |
| I (cm ⁴) | $I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 25515.78$ | $I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 34235.30$ |
| $\bar{\sigma}_b$ (Mpa) | 15 | |
| σ_b (Mpa) | $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 5.56$ | $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 10.36$ |
| $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ | Oui | Oui |

- **Vérifications préliminaires de la flèche**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

Vérification préliminaire de la flèche de la poutre palière

| 1 ^{ère} condition | 2 ^{ème} condition |
|-----------------------------------------|------------------------------------------|
| $h/L \geq Mt/(10 Mo)$ | $\rho \leq 4.2/fe$ |
| $h/L = 0.3 / 2.8 = 0.107$ | $\rho = A/(bo*d) = 3.39/(25*27) = 0.005$ |
| $Mt/(10 Mo) = 16.42/(10*49.27) = 0.033$ | $4.2/ fe = 4.2 / 400 = 0.01$ |
| Condition vérifiée | Condition vérifiée |

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

III.2.1 L'ACROTÈRE :

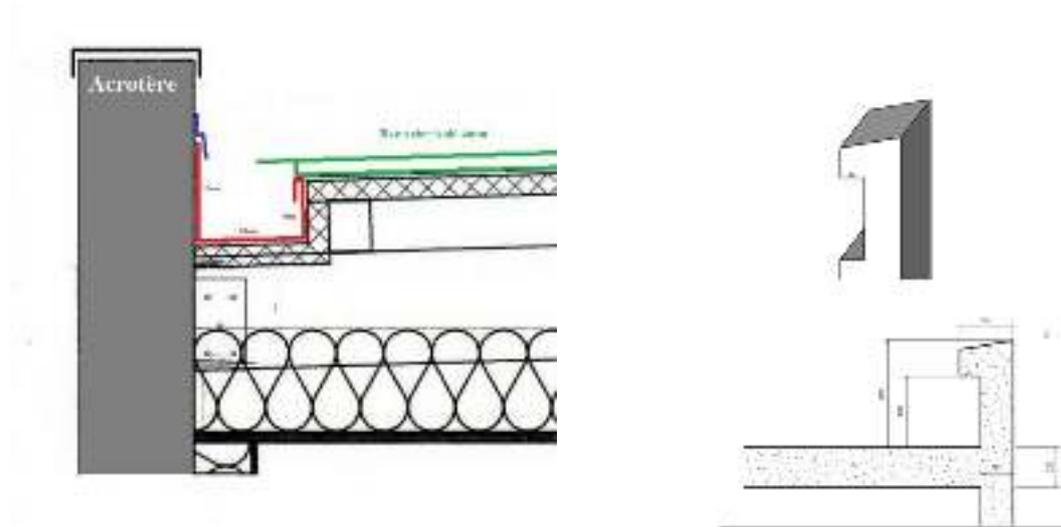


Figure III.3. L'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console verticale encastree à sa base au niveau du plancher terrasse à une hauteur total $h = 60$ cm et une épaisseur $e = 10$ cm

III.2. 2. Évaluation des charges :

$$G_{\text{acrotère}} = (25 \times (0.1 \times 0.60)) + \frac{0.03 \times 0.12}{2} + 0.07 \times 0.12 = 1.755 \text{KN/ml}$$

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{KN/ml}$

III.2.3.Calcul des sollicitations : La détermination des efforts est montrée

Tableaux III.8.Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS

| | L'E.L.U | L'E.L.S |
|---------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------|
| Moment d'encastrement M_u (KN.m) | $M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,6$ $M_u = 0.9 \text{KN.m}$ | $M_{\text{ser}} = Q \times h = 1 \times 0,6$ $M_{\text{ser}} = 0.6 \text{KN.m}$ |
| L'effort normal N_u (KN) | $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1.755$ $N_u = 2.36 \text{KN}$ | $N_{\text{ser}} = G$ $N_{\text{ser}} = 1.755 \text{KN}$ |
| L'effort tranchant T_u (KN) | $T_u = 1,5Q = 1,5 \times 1$ $T_u = 1.5 \text{KN}$ | $T_{\text{ser}} = Q$ $T_{\text{ser}} = 1 \text{KN.m}$ |

III.2.3. Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fait par une section rectangulaire $(100 \times 10) \text{ cm}^2$ soumise à la Flexion composée et en situation durable.

Tableaux III.9 Les données

| | | | | |
|-------------------------------|-----------------------------|-------------------------|-------------------------|----------------------|
| $b=100\text{cm}$ | $h=10\text{ cm}$ | $c_1=c_2=2.5\text{ cm}$ | $f_{c28}=25\text{ MPa}$ | $F_e=400\text{ MPa}$ |
| $\sigma_b = 14.17\text{ MPa}$ | $\sigma_s = 348\text{ MPa}$ | $L_0=0.6\text{ m}$ | $L_f=1.2\text{ m}$ | $\gamma_s=1.15$ |

- A'ELU :

- Calcul de l'excentricité : $e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2.369} = 0,38\text{m}$

Où l'enrobage est : $c = c_1 = 0.025\text{m}$

On a : $e_0 = 0.38\text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0.025 = 0.025\text{ m}$

Donc : le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, alors, on a une section partiellement comprimée.

- Calcul du moment de flexion : $e = e_0 + \frac{h}{2} - c$

e: distance entre le point d'application de N et le centre des armatures tendues.

Alors : $e = 0.405\text{m}$ $M_u = N_u \times e = 0.96\text{KN.m}$

- Calcul des armatures verticales : Le calcul se fait en flexion simple

$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,96 \cdot 10^3}{14,17 \cdot 100 \cdot 7,5^2} = 0.012 < \mu_1 \text{ du tableau}$ $A' = 0.$

D'après le tableau on a : $\beta = 0.994$ et $\alpha = 0.0151$ et $\sigma_s = \bar{\sigma}_s = 348$

$A_1 = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{0,96 \cdot 10^{-3}}{0,994 \cdot 0.075 \cdot 348} = 0.37\text{cm}^2$

N : effort de compression, alors :

$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = 0.37 \times 10^{-4} - \frac{2,36 \cdot 10^{-3}}{348} = 0,30\text{ cm}^2$

$A' = A'_1 \rightarrow A' = 0\text{ cm}^2.$ Donc $\left\{ \begin{matrix} A = 0.30\text{cm}^2 \\ A' = 0 \end{matrix} \right\}$

- Condition de non fragilité

$A_{\min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1\text{cm}^2 > A = 0.30\text{cm}^2$

Donc : $A = A_{\min} = 1.00\text{ cm}^2$

On adoptera : $A_1 = 5\text{HA}8 = 2.31\text{ cm}^2.$

- Armatures de répartition : On a : $\frac{A_l}{4} \leq A_r \leq \frac{A_l}{2}$

Donc $0.58 \leq A_r \leq 1.16$

on prendra : $A_r = 4\Phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2$

- Espacement :

$$S_r = 20 \text{ cm} \leq S_{\min} = \min [3h = 36 \text{ cm}; 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm}$$

$$S_{tr} = 15 \text{ cm} \leq S_{\min r} = \min [4h = 48 \text{ cm}; 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm}$$

- Vérification à l'ELS :

$$N_s = 1,755 \text{ kn}$$

$$M_s = 0,6 \text{ kn.m}$$

- calcul excentricité : $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.610^2}{1.755} = 34.19 \text{ cm}$

$$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5 \text{ cm} < e_0 = 34.19 \text{ cm}$$

Par ailleurs, on doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \geq \frac{I_G}{B_0 v_2}$

Où : $B_0 = b \cdot h + 15 (A + A') = 1034,65 \text{ cm}^2$.

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15 (A' c + A_s d) \right] = 5,084 \text{ cm.}$$

$$v_2 = h - v_1 = 4,916 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15 [A (v_2 - c)^2 + A' (v_1 - c)^2] = 8542.60 \text{ cm}^2.$$

Alors : $\frac{I_G}{B_0 v_2} = 1,680 \text{ cm.}$

Donc : $e_0 = 34,19 \text{ cm} \geq \frac{I_G}{B_0 v_2} = 1,680 \text{ cm}$

→ Alors, on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que : $\begin{cases} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \\ \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

Où : $\sigma_b = K \cdot Y_1$ avec $\frac{N_{ser}}{S_{G'}} \quad \sigma_s = 15k(d - y_1)$

- Détermination de y_1

Pour déterminer y il faut résoudre l'équation : $y_2^3 + p y_2 + q = 0 \dots \dots \dots (1)$

Tels que :

$$p = -3 c^2 - 90 \frac{A'}{b} + \frac{90 \cdot A}{b} (d - c) \rightarrow p = -1791.84 \text{ cm}^2$$

$$Et q = -2 c^3 - 90 \frac{A'}{b} - \frac{90 \cdot A}{b} (d - c)^2 \rightarrow q = 21720.6 \text{ cm}^2.$$

Où : c : La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression

Donc : " $c = \frac{h}{2} - e = -29,18 \text{ cm} < 0$ ".

D'où l'équation (1) devient: $y_2^3 + (-1791.84) y_2 + 21720.6 = 0$

On va résoudre l'équation précédente, tout en respectant la condition suivante :

$$0 < y_1 = y_2 + c < h$$

y_1 : distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

$$\cos \alpha = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.744$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -38,052 \times 10^7 \alpha = 138.07^\circ$$

$$\left\{ a \cos \left(\frac{\alpha}{3} \right) = 33,94 \text{ cm} \right\}$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 48.88$$

Les racines de l'équation sont : $y_2 = a \cdot \cos \left(\frac{\alpha}{3} + 120 \right) = -47,43 \text{ cm}$

$a \cos \left(\frac{\alpha}{3} + 240 \right) = 13,49 \text{ cm}$

Finalement, on trouve

$$y_2' = 33,94 \text{ cm}$$

$$y_2'' = -47,43 \text{ cm} \quad \text{rejetée parce que } (y_2 + c < 0)$$

$$y_2''' = 13,49 \text{ cm} \quad \text{rejetée parce que } (y_2 + c < 0)$$

D'où alors : $0 < y_1 = 33,94 + (-29.18) = 4,76 \text{ cm} < h = 10 \text{ cm}$

Donc on prend :
$$\left\{ \begin{array}{l} y_2 = 33,94 \text{ cm} \\ y_1 = y_2 + c = 4,76 \text{ cm} \end{array} \right.$$

En revanche on a : $k = 0 \quad \frac{N}{S_{xx}}$

Avec ; $S_{xx} = \frac{by_1^2}{2} + 15[A'(y_1 - c') - A_s(d - y_1)] = 1037.939$

D'où alors : $k = \frac{1755}{1037939} \rightarrow k = 1,69 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^3$

Donc : $\sigma_b = k y_1 = (1,69 \times 10^{-3}) \times 21.5 \rightarrow \sigma_b = 0.08 \text{ MPa}$

Et : $15 k (d - y_1) = (15 \times 1,69 \times 10^{-3}) \times (75 - 47,6) = 0,69 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 15 k (y_1 - c) = (15 \times 1,69 \times 10^{-3}) \times (4,76 - 0) = 0,12 \text{ MPa}$

Donc, on obtient : $0.08 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (vrf)

$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e = 333,033 \text{ MPa} ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633 \text{ MPa} \right] = 201.633 \text{ MPa}$

Avec $\eta = 1.6$ (fissuration préjudiciable).

$\sigma_s = 0,69 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s$ (vrf) on adoptera la section calculée à l'E.L.U.

III.2.4. Vérification de l'effort tranchant :

$T = v_u - \frac{M_u}{0.9.d} = 1.5 - \frac{0.90}{0.9 \cdot 0.075} \rightarrow T = -11.83 < 0$

Donc : les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, donc pas de vérification à faire.

III.2.5 Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$ telles que : $\tau_u = \frac{v_u}{b.d} = \frac{1.5 \cdot 10^3}{1000 \cdot 75} = 0.02 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau} = \min \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right] = 2,5 \text{ Mpa} \text{ (la fissuration est préjudiciable)}$$

alors : $\tau_u = 0,02 \text{ Mpa} < \tau_u = 2,5 \text{ Mpa}$ ok le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.6 Vérification de l'acrotère au séisme : selon RPA99 version 2003 [Art 6.2.3] [3]

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales

par la formule suivante : $F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$

A = coefficient d'accélération : F (groupe d'usage 2, zone sismique III).

C_p = facteur de force horizontale.

W_p = poids de l'acrotère pour une bande de 1 m de largeur.

$$A = 0.25$$

$$C_p = 0.8$$

$$W_p = 1,755 \text{ KN}$$

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.755 = 1.404 \text{ KN} < 1.5Q = 1.5$$

III.4. Plancher à dalles pleines :

III.4.1. 1 Définition :

Les dalles pleines sont des pièces planes et minces, dont la largeur est très grande par rapport à l'épaisseur, elles peuvent être reposant avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis.

III.4.2. Exposé de la méthode des lignes de ruptures :

La théorie de ligne de ruptures, admet que le béton armé peut être considéré comme matériau rigide plastique, à l'état limite ultime, les déformations élastiques des différents éléments du mécanisme sont négligées par rapport à la déformation plastique.

L'application de la théorie des lignes de rupture comporte les étapes suivantes :

1. Détermination des divers types de mécanisme possible, compte tenu de la forme de dalle, des conditions d'appuis, et de chargement.
2. Elle permet une estimation rapide du moment de rupture, elle est souvent utilisée en pratique grâce à son application facile aussi bien dans le cas des dalles simples que dans le cas des dalles complexes.

- Hypothèse de calcul :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides qui sont supposées restées planes après la déformation ;
- Les lignes de ruptures sont des lignes droites ;
- Une ligne de rupture entre deux régions doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

- Principe de calcul :

Le principe de calcul des lignes de rupture est basé sur le principe de travail virtuel qui consiste à équilibrer le travail externe par le travail interne.

a) Travail externe :

$$T_{ext} = \sum PV$$

Avec :

P : charge uniformément répartie.

V : volume déplacé (entre l'état initial et après déformation de la région rigide).

b) Travail interne :

Le travail interne d'une ligne de rupture de longueur « L » est égale à :

$$T_{int} = \sum Mi L_i \theta_i$$

Avec :

Mi : moment plastique nominal par unité de longueur ;

Li : la projection de la ligne de rupture sur un axe ;

θi : la rotation de la ligne de rupture.

III.4. 3. Calcul des dalles rectangulaire :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastree dans les poutres, il est préférable d'utiliser la méthode des lignes de rupture.

Application :

Calcul de la charge totale :

Plancher terrasse :

$$\left. \begin{array}{l} G = 7.46 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} P_u = 15.32 \text{ KN/m}^2 \\ P_{ser} = 10.96 \text{ KN/m}^2 \end{array}$$

Plancher courant :

$$\left. \begin{array}{l} G = 6.43 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} P_u = 13.93 \text{ KN/m}^2 \\ P_{ser} = 9.93 \text{ KN/m}^2 \end{array}$$

On choisit la sollicitation la plus défavorable :

$$P_u = 15.32 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{ser} = 10.96 \text{ KN/m}^2$$

$$L_x = 1.7 \text{ m} ; l_y = 1.6 \text{ m}$$

Détermination de M :

Principe de travail virtuel :

$$T_{int} = T_{ext}$$

Dalle 1 : dalle encastré sur quatre cotés

$$L_x = 1.7m$$

$$L_y = 1.6m$$

Efforts dans la dalle rectangulaire

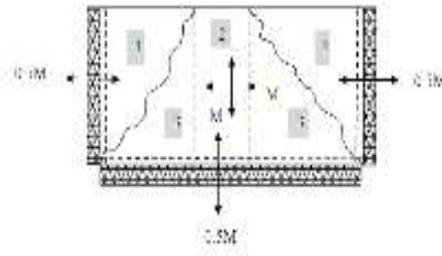


Figure III.4.1. Efforts dans la dalle rectangulaire

Travail externe :

$$T_{ext}(1) = P_u L_x \frac{y}{2} \frac{f}{3}$$

$$T_{ext}(2) = P_u L_x (L_y - 2y) \frac{f}{2}$$

$$T_{ext}(3) = P_u \frac{L_x}{4} y \frac{f}{3}$$

Donc:

$$T_{ext} = \sum_{i=1}^3 T_{ext}(i) = 2T_{ext}(1) + T_{ext}(2) + 4T_{ext}(3) = P_u f \left[\frac{L_x \times L_y}{2} - \frac{(L_x \times y)}{3} \right]$$

D'où :

$$T_{ext} = P_u f [1.36 - 0.56y]$$

Travail interne :

$$T_{int}(1) = M L_x \frac{f}{y} + 0.5 M L_x \frac{f}{y} = 1.5 M L_x \frac{f}{y}$$

$$T_{int}(2) = M 2y \frac{f}{L_x} + M L_y \frac{f}{L_x}$$

Tableau III.10. Les valeurs du travail externe

| Eléments | Aire de chargement | | déplacement de CG | travail externe |
|----------|--------------------|--------|-------------------|--------------------|
| 1 | 2 | 0.65 y | f/3 | 0.43.f.y.Pu |
| 2 | 1.3*(2.35-2y) | | f/2 | (1.53-1.3y).f.Pu |
| 3 | 2 | 0.0.65 | f/3 | 0.43.f.y.Pu |
| Σ | | | | (1.53-0.44 y).f.Pu |

Tableau III.11 Les valeurs du travail interne

| Eléments | | moment de rupture M | | longueur L | rotation θ | travail interne = M.L. θ |
|----------|---|---------------------|------|------------|-------------------|---------------------------------------|
| 1 | + | 2 | M | 1.30 | f/y | 2,60.M.f/y |
| | - | 2 | 0,5M | 1.30 | f/y | 1,30.M.f/y |
| 2 | + | M | | 2y | f/1.30 | 1.538.M.f.y |
| | - | 0,5M | | 2.35 | f/1.30 | 0.90.M.f |
| | | | | | Σ | $(\frac{3.9}{y} + 1.538y + 0.90).M.f$ |

$$(1.53 - 0.44 y).f.P_u = (\frac{3.9}{y} + 1.538y + 0.90).M.f$$

$$P_u = (\frac{3.9}{y} + 1.538y + 0.90).M / (1.53 - 0.44 y).$$

$$\frac{dP}{dy} = 0 \rightarrow \frac{-5.967}{y^2} + \frac{3.432}{y} + 2.746$$

Après le calcul on trouve : Y = 0.98 m

Donc :

$$P_u = 5.81 M_u \rightarrow M_u = \frac{P_u}{5.81}$$

$$P_{ser} = 5.81 M_{ser} \rightarrow M_{ser} = \frac{P_{ser}}{5.81}$$

Alors :

$$M_u = 2.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 1.88 \text{ KN.m}$$

On prend le cas le plus défavorable pour ferrailer notre dalle pleine.

Les moments sont maximums dans le premier cas

$$M_u = 3.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 2.68 \text{ KN.m}$$

III.4.4. Calcul du ferrailage à l'ELU :

Le moment en travée suivant les deux sens :

$$M_{tx} = M_{ty} = 0.80 M_u = 3.00 \text{ KN.m}$$

Le moment on appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_u = 1.875 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une bande de 1 m en flexion simple.

Avec : b = 100 cm ; h = 15 cm ; C = 2.5 cm ; $\sigma_b = 14.2 \text{ Mpa}$; $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$.

$$= \frac{M_u}{b_0 . d^2 . \sigma_{bc}} ; A = \frac{M_u}{\beta . d . \sigma_s}$$

Condition d'espacement :

En travée : $S_t = 20\text{cm} \leq \bar{S}_t = \text{Min} [3h=45\text{cm}, 33\text{cm}] = 33\text{cm}$

En appuis : $S_t = 20\text{cm} \leq \bar{S}_t = \text{Min} [4h=60\text{cm}, 45\text{cm}] = 45\text{cm}$

Tableau III.12 Ferrailage de la dalle pleine

| Position | Sens | M_u (KN.m) | μ | β | $A_{\text{calculée}}$ (cm^2) | $A_{\text{adoptée}}$ (cm^2) | S_t (cm) |
|----------|------|-----------------|--------|---------|--------------------------------------------|-------------------------------------------|------------|
| Travée | X | 3.00 | 0.013 | 0.993 | 0.69 | 5HA10=3.93 | 20 |
| | Y | 3.00 | 0.013 | 0.993 | 0.69 | 5HA10=3.93 | 20 |
| Appuis | X | 1.875 | 0.0084 | 0.996 | 0.43 | 5HA10=3.93 | 20 |
| | Y | 1.875 | 0.0084 | 0.996 | 0.43 | 5HA10=3.93 | 20 |

III.4.5. Vérification à l'ELS :

$$M_{tx} = M_{ty} = 0.80M_{\text{ser}} = 2.144\text{KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_{\text{ser}} = 1.34\text{KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.2M_x$$

$$2.144 + \frac{1.34 \times 2}{2} = 3.484 \geq 1.2 \times 2.144 = 2.57 \quad (\text{V})$$

Donc on adopte la section calculée à l'ELU.

Détermination de la valeur de(y) :

$$b Y^2 + 30 (A + A') Y - 30 (A'c + Ad) = 0$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A'_s (d - c')^2 + 15 A_s (d - y)^2$$

$$K = M_{\text{ser}} / I$$

$$\sigma_b = K * Y$$

Tableau III.13 Vérification a l'ELS

| Position | M ser (KN.m) | Y (cm) | I_G (cm^4) | K (N / mm^3) | σ_b (Mpa) | $\bar{\sigma}_b$ (Mpa) | Vérification |
|----------|-----------------|--------|-------------------------|-----------------------------------|------------------|------------------------|--------------|
| Travée | 2.144 | 2.94 | 6234.7 | 0.03 | 0.88 | 15 | Oui vérifier |
| Appuis | 1.34 | 2.94 | 6234.7 | 0.02 | 0.588 | 15 | Oui vérifier |

Vérification de l'effort tranchant :

Tableau III.14. Vérification au cisaillement

| | |
|--------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------|
| V_u | $V_x = \frac{p_u L_x}{2} = \frac{15.32 \times 1.7}{2} = 13.00 \text{ KN}$ |
| τ_u | $\tau_u = \frac{v_x}{bd} = \frac{13.00 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.104 \text{ Mpa}$ |
| $\bar{\tau}$ | $\bar{\tau} = 0.07 f_{c28} / \gamma_b = 1.17 \text{ Mpa}$ |
| $\tau_u \leq \bar{\tau}$ | Oui |

Donc le béton seul résiste à l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Tableau III.15 Vérification de la flèche

| | |
|----------------------------|-------------------------------------------------------------------|
| 1 ^{er} condition | $\frac{h}{L} > \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_x} = 0.09 > 0.03$ |
| 2 ^{ème} condition | $\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} = 0.003 < 0.005$ |
| Vérification | Oui |

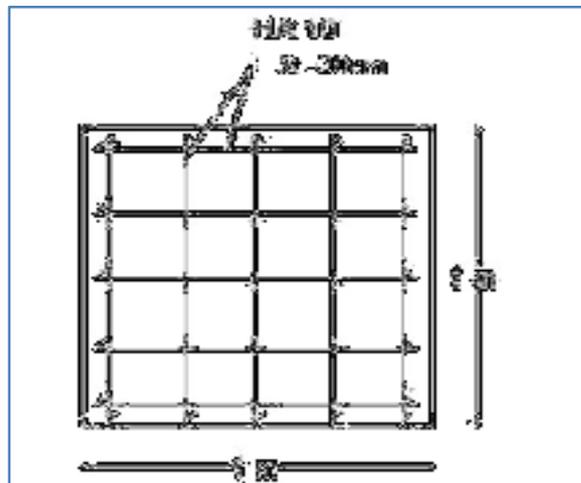


Figure III. 5.Ferrailage de la dalle pleine rectangulaire

Calcul des planchers

IV.3.Calcul des planchers :

IV.3.1. Introduction :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastrée aux extrémités, par les sollicitations (G, Q).

La section du béton est définie par :

- Une section en T en travées.
- Une section rectangulaire aux appuis.

La surface revenant à chaque poutrelle est $S = 0,65 \times L$, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul se fait en deux étapes : Avant et Après coulage

A. Calcul avant coulage

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes:

- Son poids propre.
- Le poids de corps creux (entrevous).
- Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 KN ou $(0.5 \times L)$ KN, qui représente le poids d'un ouvrier.
- Le calcul des charges est présenté dans le tableau suivant :

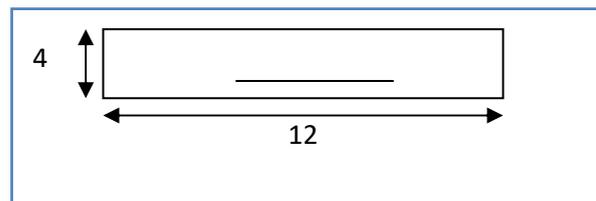


Figure IV.1. Dimensionnement de la poutrelle

Poids propre de la poutrelle : $0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$

Poids du corps creux : $0.65 \times 1 = 0.65 \text{ kN/ml}$

$$G = 0.65 + 0.12 = 0.77 \text{ kN/ml.}$$

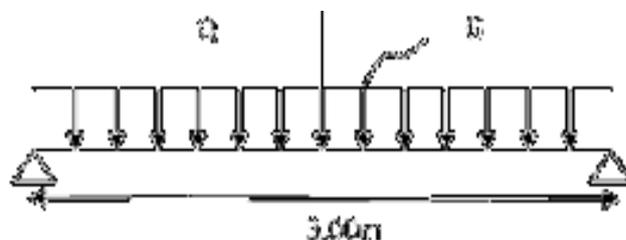


Figure IV.2. Poutrelle avant coulage

$$\text{Surcharge d'exploitation : } Q = \text{Max} \begin{cases} 1 \text{ kN} \\ 0.500 \times 3.00 = 1.5 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow Q = 1.5 \text{ KN}$$

Calcul des moments à ELU :

Tableau IV.1. Calcul des moments

| M_G (KN. m) | M_Q (KN. m) | M_U (KN. m) |
|-------------------------|------------------------|------------------------|
| $\frac{GL^2}{8} = 0.87$ | $\frac{QL}{4} = 1.125$ | $1.35M_G+1.5M_Q=2.862$ |

$$\mu = \frac{M_u}{\bar{\sigma}b*d^2} = \frac{2.862*10^6}{14.2*120*20^2} = 4.20 \gg \mu_{max} = 0.478$$

Evaluation des charges et surcharges :

1- Charges permanentes :

La poutrelle est soumise à :

- Son poids propre : $G_1=25 \times 0,12 \times 0,04=0,12\text{KN/ml}$
- Poids du corps creux : $G_2= 0,65 \times 1 = 0,65 \text{ KN/ml}$
- $G = 0.65 + 0.12 = 0.77 \text{ kN/ml}$.

2- Charges d'exploitation :

L'intensité du poids de l'ouvrier, le poids des matériaux et du coffrage est égale à la plus grande des deux valeurs :

$$G= 0.77 \text{ kN/ml}$$

$$Q = \text{Max} \begin{cases} 1\text{KN} \\ 0.5 \times 1.5 \end{cases} \rightarrow Q = 0.75 \text{ KN}$$

$$f = \frac{5 \times GL^4}{384 \times EI} + \frac{QL^3}{48EI} = \frac{5 \times 0.77 \times 1500^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 640000} + \frac{750 \times 1500^3}{48 \times 2,1 \times 10^5 \times 640000} = 4.56\text{mm}$$

$$f = 4.56\text{mm} < [f] = 6.00\text{mm} \text{ (vrf)}$$

B. Calcul après coulage :

Dans cette étape, la poutrelle travaille comme une poutre continue en T encastree partiellement à ces deux extremités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression, en plus des charges et surcharges eventuelles revenant au plancher.

- Les types des poutrelles

On a 3 types des poutrelles à étudier :

- 1^{er} type :

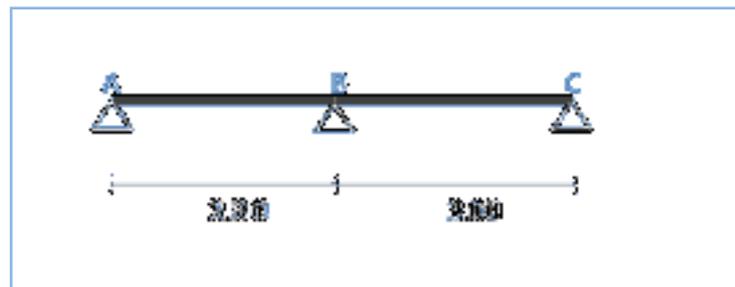


Figure IV.3. Poutrelles à deux travées

- 2^{ème} type :

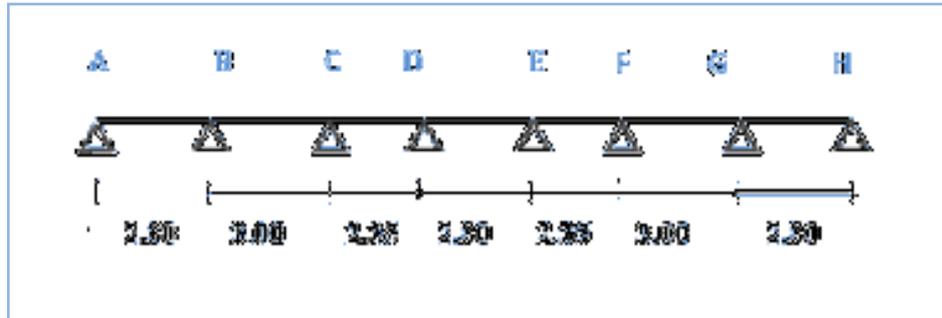


Figure IV.4.Poutrelles à sept travées

- 3^{ème} type :

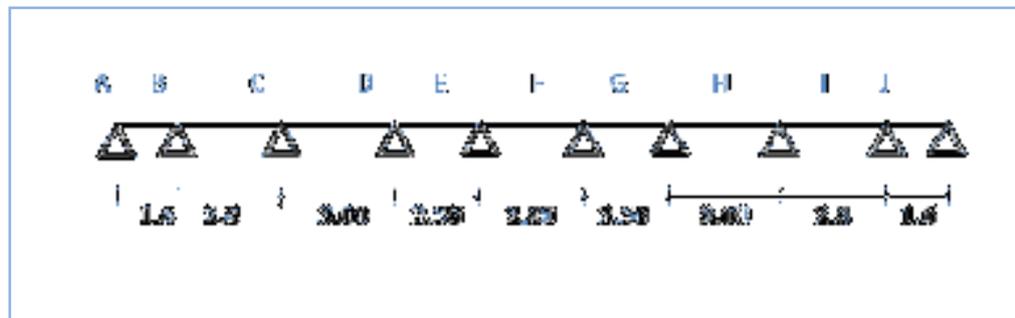


Figure IV.5.Poutrelles à neuf travées

IV.3.2.Dimensionnement de la poutrelle

$B_0 = L_0 - B = 65 - 53 = 12$ cm : largeur de la poutrelle.

1 - Méthode forfaitaire :

Pour calculer les poutrelles on utilise la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot, on vérifie si la méthode forfaitaire est applicable si non on passe à la méthode de Caquot.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont :

La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le max entre le double des charges permanentes ou bien 5 KN/m^2 . $Q \leq \text{Max} [2 G \text{ et } 5 \text{ KN/m}^2]$

1- Le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0,8 et 1,25.

$$0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$$

2- Dans les différentes travées en continuité les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes.

3- La fissuration est peu nuisible

On désigne chaque travée par : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

- Pour les appuis :

| | |
|-------------------|----------------------------------|
| $M_a \geq 0.6M_0$ | poutre a deux travées |
| $M_a \geq 0.5M_0$ | appuis voisin des appuis de rive |
| $M_a \geq 0.4M_0$ | appuis intermédiaires |
| $M_a \geq 0.2M_0$ | appuis de rive |

Avec :

M_t : Moment en travée.

M_w : Moment max sur l'appui gauche.

M_e : Moment max sur l'appui droit.

M_a : Moment à l'appui.

M_0 : Moment isostatique $\frac{pL^2}{8}$

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

Avec :

T_w : effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : effort tranchant à droite de la travée.

- Méthode de Caquot : (pour les poutres) :

Elle consiste à calculer les moments aux appuis sous l'effet des charges (uniformes et concentrées) appliquées aux travées voisines de l'appui, puis de déterminer les moments

a) portée fictive :

Pour une travée de rive avec appui simple de rive

$$L' = \begin{cases} L & \text{pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive} \\ 0.8L & \text{pour une travées intermédiaire} \end{cases}$$

b) Coefficient de rigidité :

On désigne par γ le coefficient de rigidité qui sera le rapport des raideurs des 2 travées à gauche et à droite d'un appui considéré.

Le coefficient de rigidité : $\gamma = \frac{I'_e}{I'_w}$

Le moment aux appuis :

$$M_{app} = 0,2M_0 \quad \text{Appuis de rives} \quad M_{app} = \frac{q_w \cdot l'_w{}^3 + q_e \cdot l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)}$$

Le moment en travée :

La méthode de Caquot nous permet de prendre le moment à mi- travée ($x = \frac{L}{2}$) comme moment

maximum en travée : $M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$

Calcul des poutrelles après le coulage de la table de compression :

Après le coulage du béton, les poutrelles appuyées deviennent des poutres continues (hyperstatiques), le calcul des poutrelles sera fait à l'aide de la méthode forfaitaire après la vérification des conditions de la méthode.

IV.3.3. Calcul des sollicitations :

- Plancher terrasse :

$$G = 6.60 \times 0.65 = 4.29 \text{ kN/ml,}$$

$$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ kN/ml}$$

$$P_u = (1.35G + 1.5Q) = 6.77 \text{ kN/ml}$$

$$P_s = (G + Q) = 4.94 \text{ kN/ml}$$

- Plancher courant :

$$G = 5.48 \times 0.65 = 3.562 \text{ kN/ml,}$$

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml}$$

$$P_u = (1.35G + 1.5Q) = 6.27 \text{ kN/ml}$$

$$P_s = (G + Q) = 4.54 \text{ kN/ml}$$

Poutrelles à deux travées :

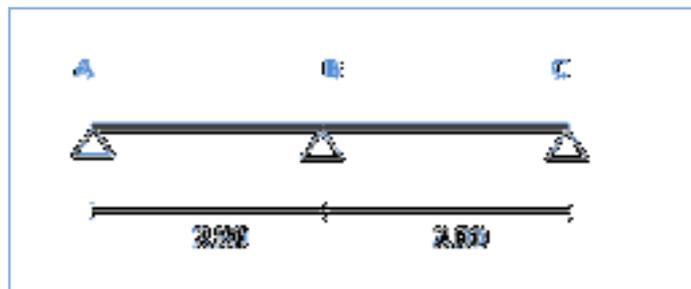


Figure IV.6. Poutrelles à deux travées

Tableau IV.2. Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU)

| TRAVEE | M_0 (KN.m) | M_t (KN.m) | M_w (KN.m) | M_e (KN.m) | T_w (KN) | T_e (KN) |
|--------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|---------------|---------------|
| A-B | 6.63 | 3.55 | 3.98 | 7.04 | 6.96 | 11.99 |
| B-C | 7.62 | 4.49 | 7.04 | 4.57 | 12.5 | 7.80 |

Tableau IV.3. Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS)

| TRAVEE | M_0 (KN.m) | M_t (KN.m) | M_w (KN.m) | M_e (KN.m) | T_w (KN) | T_e (KN) |
|--------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|---------------|---------------|
| A-B | 4.84 | 2.59 | 0.968 | 5.14 | 5.08 | 8.75 |
| B-C | 5.56 | 3.28 | 5.14 | 1.11 | 9.12 | 5.70 |



Figure IV.7. Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.U

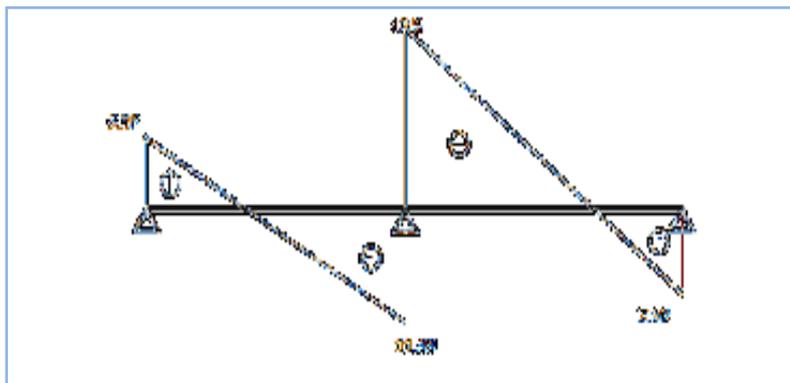


Figure IV.8. Diagrammes de l'effort tranchant à l'E.L.U

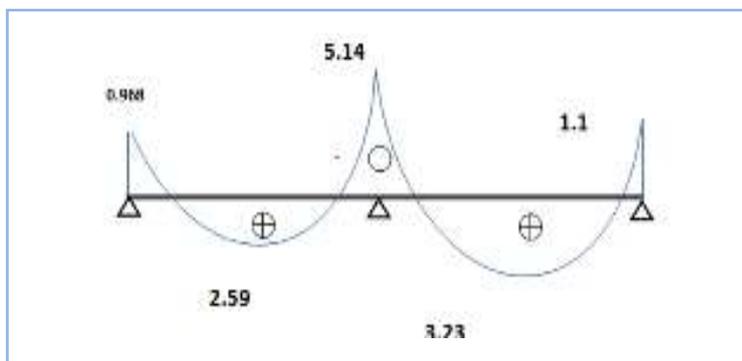


Figure IV.9. Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S

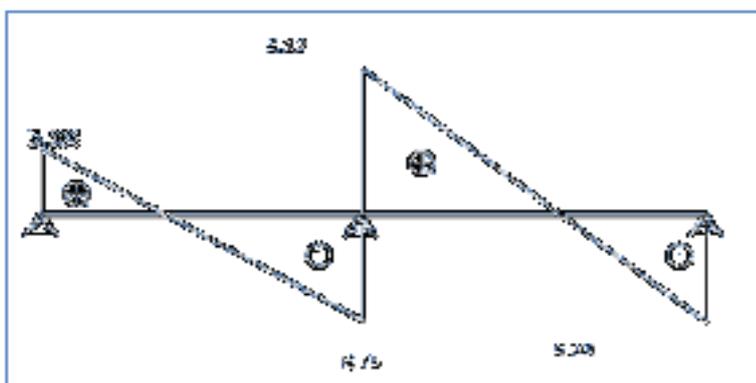


Figure IV.10. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.S

- Poutrelles à sept travées :

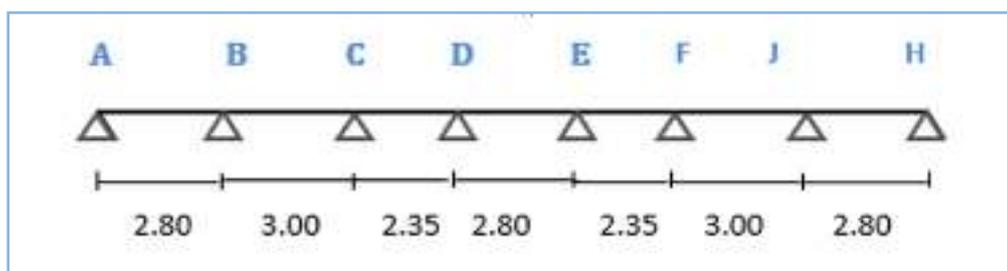


Figure IV .11. Poutrelles à sept travées

La fissuration est peu nuisible

Le rapport entre les portés successifs n'est pas compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s'effectue par la méthode de CACUOT.

Tableau IV.4. Différentes sollicitations dans la poutrelle à sept travées (ELU)

| TRAVEE | M_0 (KN m) | M_t (KN m) | M_w (KN m) | M_e (KN m) | T_w (KN) | T_e (KN) |
|--------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|---------------|---------------|
| A-B | 6.63 | 3.93 | 1.33 | 6.10 | 7.29 | 11.65 |
| B-C | 7.62 | 2.60 | 6.10 | 6.10 | 10.92 | 9.38 |
| C-D | 4.67 | 0.86 | 6.10 | 3.83 | 7.93 | 7.97 |
| D-E | 6.63 | 2.53 | 3.83 | 3.83 | 9.47 | 9.47 |
| E-F | 4.67 | 0.86 | 3.83 | 3.83 | 7.97 | 7.93 |
| F-G | 7.62 | 2.60 | 3.83 | 6.10 | 9.38 | 10.92 |
| G-H | 6.63 | 3.93 | 6.10 | 1.33 | 11.65 | 7.29 |

Tableau IV.5. Différentes sollicitations dans la poutrelle à sept travées (ELS)

| TRAVEE | M_0 (KN m) | M_t (KN m) | M_w (KN m) | M_e (KN m) | T_w (KN) | T_e (KN) |
|--------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|---------------|---------------|
| A-B | 4.84 | 2.87 | 0.97 | 4.45 | 5.32 | 8.51 |
| B-C | 5.56 | 1.90 | 4.45 | 4.45 | 7.97 | 6.85 |
| C-D | 3.41 | 0.63 | 4.45 | 2.80 | 5.79 | 5.82 |
| D-E | 4.84 | 1.85 | 2.80 | 2.80 | 5.92 | 6.92 |
| E-F | 3.41 | 0.63 | 2.80 | 2.80 | 5.82 | 5.79 |
| F-G | 5.56 | 1.90 | 2.80 | 4.45 | 6.85 | 7.97 |
| G-H | 4.84 | 2.87 | 4.45 | 0.97 | 8.51 | 5.32 |

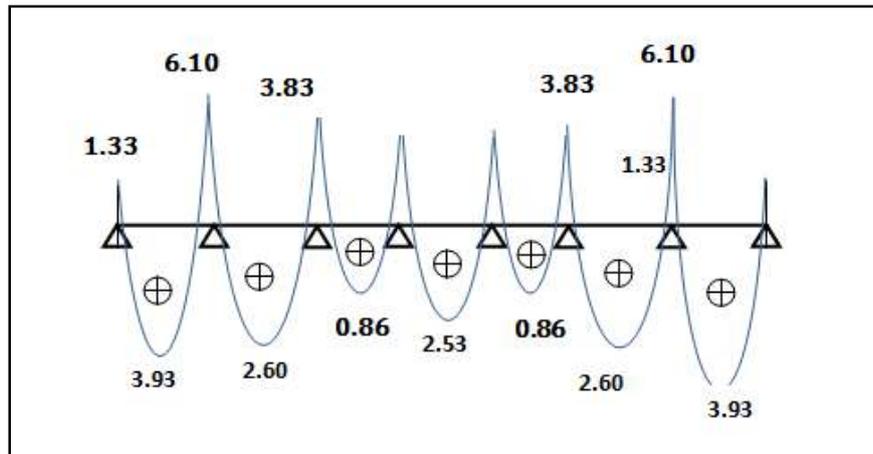


Figure IV.12. Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.U

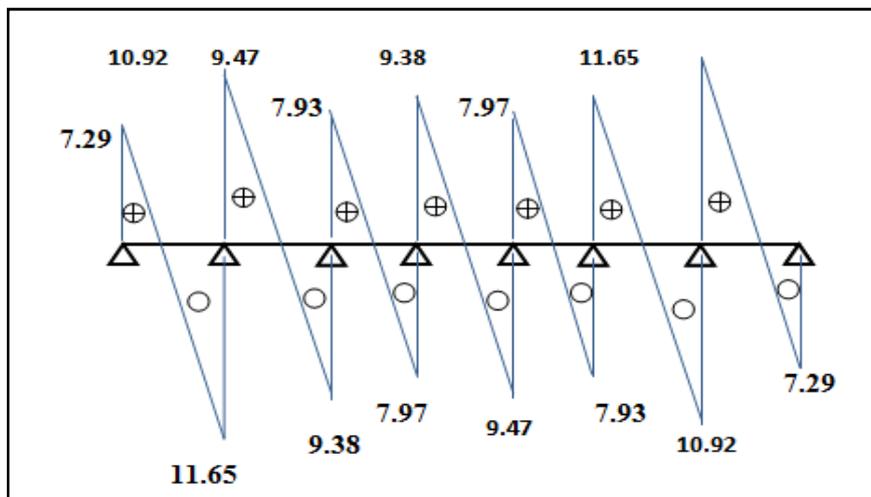


Figure IV.13. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U

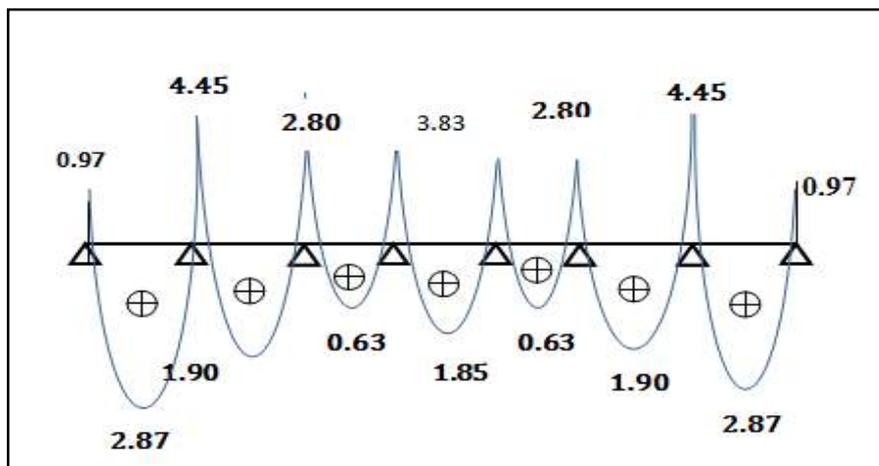


Figure IV .14. Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S

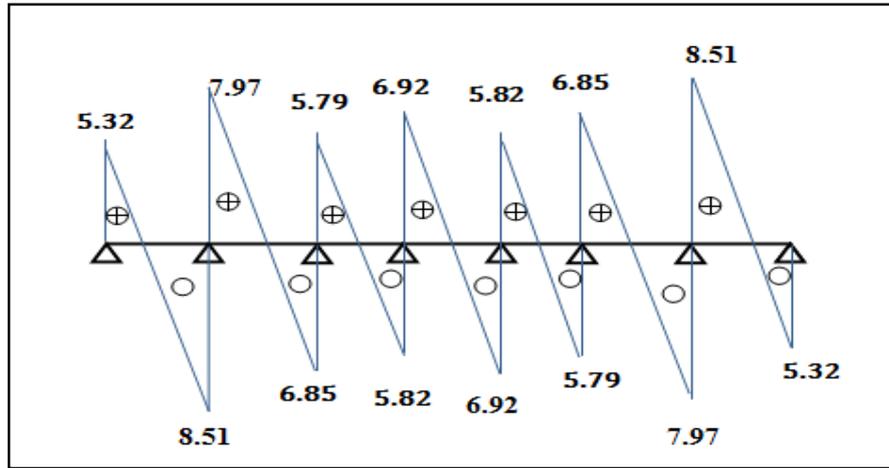


Figure IV.15. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.S

- Poutrelles à neufs travées :

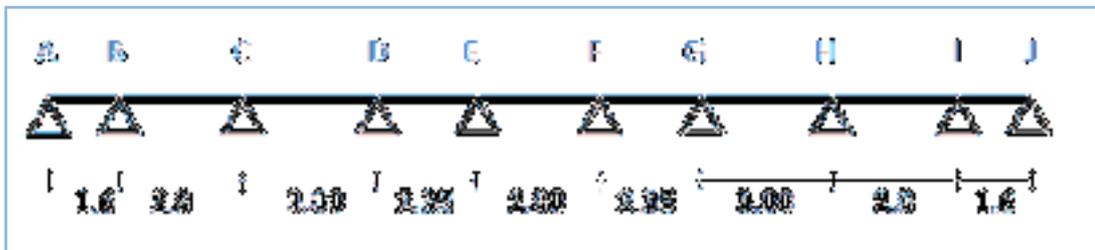


Figure IV.16. Poutrelles à neufs travées

Tableau IV.6. Différentes sollicitations dans la poutrelle à neuf travées (ELU)

| TRAVEE | M_0 (KN m) | M_t (KN m) | M_w (KN m) | M_e (KN m) | T_w (KN) | T_e (KN) |
|--------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|---------------|---------------|
| A-B | 2.17 | 0.83 | 0.43 | 3.29 | 3.36 | 7.47 |
| B-C | 6.63 | 2.28 | 3.29 | 5.28 | 8.76 | 10.18 |
| C-D | 7.62 | 2.79 | 5.28 | 4.01 | 10.57 | 9.73 |
| D-E | 4.67 | 0.77 | 4.01 | 4.10 | 8.04 | 7.86 |
| E-F | 6.63 | 2.57 | 4.10 | 3.79 | 9.47 | 9.47 |
| F-G | 4.67 | 0.77 | 3.79 | 4.01 | 7.86 | 8.04 |
| G-H | 7.62 | 2.79 | 4.01 | 5.28 | 9.73 | 10.57 |
| H-I | 6.63 | 2.28 | 5.28 | 3.29 | 10.18 | 8.76 |
| I-J | 2.17 | 0.83 | 3.29 | 0.43 | 7.47 | 3.36 |

Tableau IV.7. Différentes sollicitations dans la poutrelle à neuf travées (ELS)

| TRAVEE | M_0 (KN m) | M_t (KN m) | M_w (KN m) | M_e (KN m) | T_w (KN) | T_e (KN) |
|--------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|---------------|---------------|
| A-B | 1.58 | 0.60 | 0.32 | 2.40 | 2.45 | 5.45 |
| B-C | 4.84 | 1.66 | 2.40 | 3.86 | 6.40 | 7.44 |
| C-D | 5.56 | 2.03 | 3.86 | 2.93 | 7.72 | 7.10 |
| D-E | 3.41 | 0.56 | 2.93 | 2.93 | 5.87 | 5.74 |
| E-F | 4.84 | 1.88 | 2.93 | 2.77 | 6.92 | 6.92 |
| F-G | 3.41 | 0.56 | 2.77 | 2.93 | 5.74 | 5.87 |
| G-H | 5.56 | 2.03 | 2.93 | 3.86 | 7.10 | 7.72 |
| H-I | 4.84 | 1.66 | 3.86 | 2.40 | 7.44 | 6.40 |
| I-J | 1.58 | 0.60 | 2.40 | 0.32 | 5.45 | 2.45 |

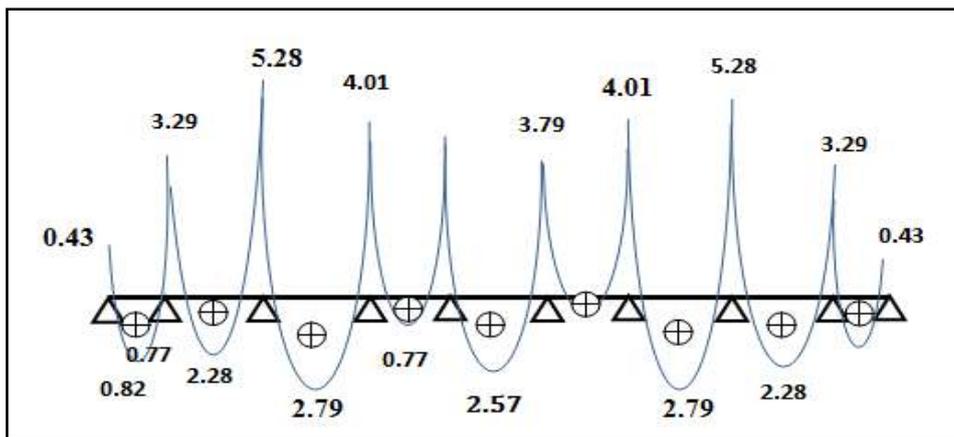


Figure IV.17. Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.U

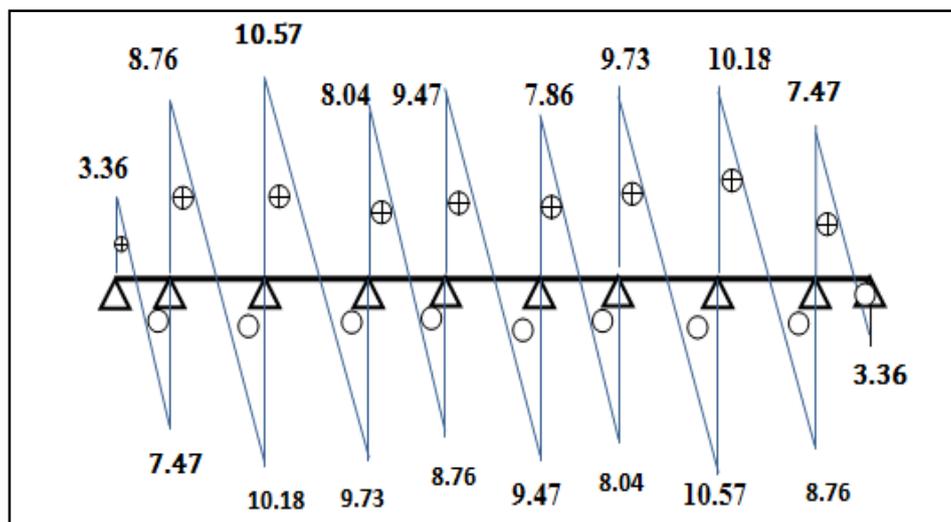


Figure IV.18. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.U

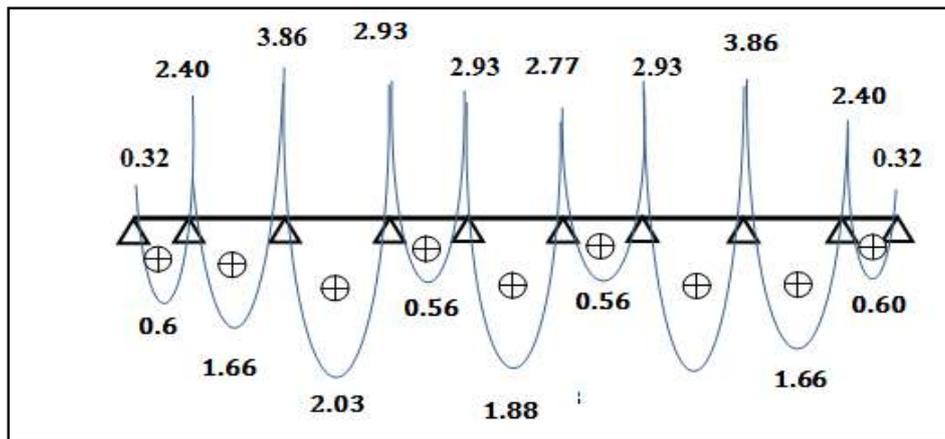


Figure IV.19. Diagrammes du moment fléchissant à l'E.L.S

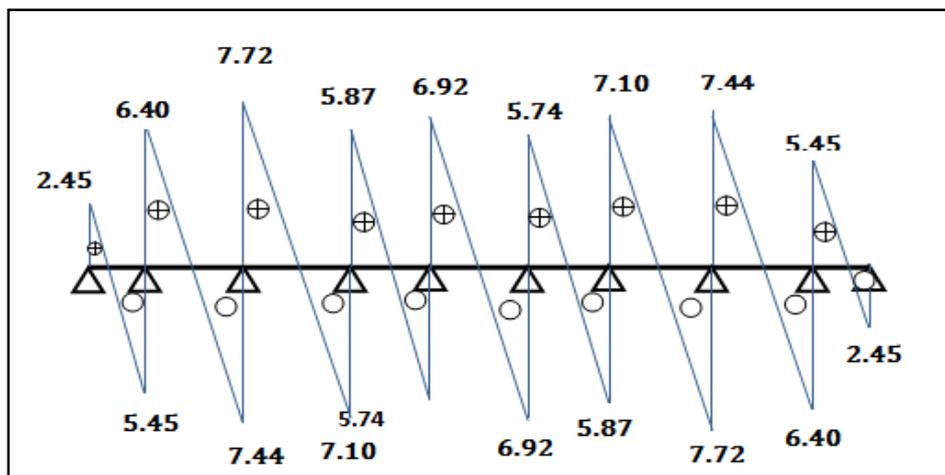


Figure IV.20. Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L.S

IV.3.4. Ferrailage des poutrelles :

$M_{\max} = 4.46 \text{ kN.m}$, $M_{\text{amax}} = 7.04 \text{ kN.m}$, $T_{\max} = 12.5 \text{ kN}$

- Position de l'axe neutre :

Le moment équilibré par la table : $M_0 = b \cdot h_0 \cdot \bar{\sigma}_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$

avec : $b = 65 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$; $d = 18 \text{ cm}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $F_c E400$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$;

$M_0 = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{b\text{adm}} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 59.072 \text{ kN.m}$

$M_0 > M_t$, d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire ($b \times h$) = $(65 \times 20) \text{ cm}^2$ en flexion simple.

- IV.3.4.1.A L'ELU :

En travée : $\frac{M_t}{\sigma_{b,b} \cdot d^2} = \frac{4.49 \cdot 10^6}{14,2 \cdot 650 \cdot 180^2} \rightarrow \mu = 0.015 < \mu_1 = 0.392$ Donc $A' = 0$

Tableau : $\beta = 0.992 \rightarrow A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 0.72 \text{ cm}^2$.

On adopte : $A=2HA10=1.57 \text{ cm}^2$

- **Conditions de non fragilité : selon le CBA93 [2] :**

$$A=1.57\text{cm}^2 > A_{\min} = \frac{B}{1000} = 1.30\text{c} \quad (\text{V})$$

Donc: on adopte la section suivante : $A = 1.57 \text{ cm}^2$.

- **Aux appuis :**

Le moment en appui est négatif donc la zone tendue se trouve au niveau supérieur;
Le ferrailage se fait pour une section rectangulaire $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$ $M_{\text{app}} = 7.04 \text{ kN.m}$

$$\text{Le calcul se fait à la flexion simple : } \mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} b_0 d^2} = \frac{7.04 \cdot 10^6}{120 \cdot 180^2 \cdot 14.2} = 0.127 < \mu_l = 0.392$$

Donc $A'=0$

$$\text{Tableau : } \beta = 0.931 \rightarrow A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 1.207 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $A = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$

- **Conditions de non fragilité :**

$$A=2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = \frac{B}{1000} = 0.24 \text{ cm}^2 \quad (\text{V})$$

- **Armatures transversales :**

- **Vérification de contrainte de cisaillement :**

$V_u \text{ max} = 12.5 \text{ kN}$ (Effort tranchant max)

$$\tau_u = \frac{V_u \text{ max}}{b_0 \cdot d} = \frac{12.5 \cdot 10^3}{120 \times 180} = 0.578 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible :

$$\rightarrow \bar{\tau}_u = \text{Min} \left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_u = 0.578 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ (V)

$$\text{- Espacement } S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{0.9d}{40 \text{ cm}} \right\} = (16.2 ; 40 \text{ cm})$$

Donc: $S_t = 15 \text{ cm}$;

- **Diamètre des armatures transversales Φ_t :**

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right) = \{ 5.71 ; 16 ; 12 \} \text{ (mm)}$$

$$\text{On adopte } \phi_t \leq 5.71, \text{ on prend : } \phi_t = 5 \text{ mm} \rightarrow \frac{p \phi_t^2}{4} = 19.00 \text{ mm}^2$$

a_t : section d'une barre

n_t : nombre des barres

$$a_t = 0.19 \text{ cm}^2 \text{ et } n_t = 2 \Rightarrow A_t = a_t n_t = 0.38 \text{ cm}^2.$$

Tableau IV.8. Les armatures transversales dans les poutrelles et leurs espacements

| A transversales | Espacement |
|-----------------|------------|
| 2φ5 | 15cm |

- **Vérifications nécessaires :**

Section d'armatures transversales (F_cE400).

$$\frac{A_t f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \rightarrow \frac{38 \times 400}{120 \times 150} = 0.84 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa (V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3 K f_{t28}}{0.9 f_e [\cos \alpha + \sin \alpha]} \right) = 0.0021 > 0.0001 \text{ (V)}$$

Avec : K=1 → flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales.

IV.3.4.2. Vérification à l'ELS :

- En travée : M_{ser}=3.23kN.m

- **Position de l'axe neutre :**

$$S_{xx'} = \frac{bh_0}{2} - 15A(d - h_0) ; A' = 0$$

On a: b=65 cm; b₀=12 cm; d=18 cm; h₀=4 cm; A=2.26 cm². A'=0

$$S_{xx'} = \frac{65.4}{2} - 15 \times 1.57 \cdot (18 - 4) = -199.7 < 0$$

Donc :

l'axe neutre se trouve dans la nervure, et leur position déterminée par l'équation suivante:

$$Y^2_1 + Dy_1 - E = 0 \quad \text{avec : } 0 < y_1 < d$$

$$D=40.98 \quad y_1=3.27 \text{ cm.}$$

$$I=5867.30 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b=1.83 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} \quad \bar{\sigma}_b=15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \quad \text{(V)}$$

Tableau IV.9.vérification à l'E.L.S En travée

| M _{ser} (kN.m) | A _u cm ² | y ₁ cm | I cm ⁴ | K N/mm ³ | σ _b MPa | $\bar{\sigma}_b$ MPa | Observation |
|-------------------------|-----------------------------------|----------------------|----------------------|------------------------|-----------------------|-------------------------|-------------|
| 3.23 | 1.57 | 3.27 | 5867.30 | 55.90 | 1.83 | 15.00 | (C.V) |

Appuis :

Tableau IV.10. Vérification à l'E.L.S aux appuis

| M _{ser} kN.m | A _u cm ² | y ₁ cm | I cm ⁴ | K N/cm ³ | σ _b MPa | $\bar{\sigma}_b$ MPa | Observation |
|--------------------------|-----------------------------------|----------------------|----------------------|------------------------|-----------------------|-------------------------|-------------|
| 5.24 | 2.26 | 4.59 | 6740.85 | 77.73 | 3.57 | 15.00 | (C.V) |

Donc, on adopte les sections calculées à l'E.L.U.

IV.3.4.3. Etat limite de déformation :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche, si les trois conditions suivantes sont vérifiées.

Donc : le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \leq \frac{1}{16} = 0.06 < 0.0625 & (V) \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} = 0.06 > 0.029 & (V) \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} = 0.0072 < 0.009 & (V) \end{cases}$$

IV.3.5. Ferrailage de la table de compression : selon le CBA93 Art [B 6.8.4.2.3.]

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferrailage au quadrillage.

D'après l'article [B.6.8.4.2.3]; le règlement CBA 93 exige que les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser : 20 cm : pour les armatures perpendiculaire aux nervures.

33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

On adopte un quadrillage carré de mailles (20×20) cm²

- Armatures :

$$A_t \geq 0.02 \cdot L \cdot \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \quad 50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ cm}$$

L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage)

A_t : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$\text{Donc : } A_t \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

On garde le même ferrailage pour les armatures parallèles aux nervures.

On choisit un treillis soudé : TLE520 ; f_e=520 MPa ; φ=6mm.

CALCUL DYNAMIQUE

V.1. Introduction

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause le plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitable de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent. Dans les régions sismiques, nous devons réaliser des constructions dites parasismique afin de minimiser les conséquences désastreuses de ce phénomène des séismes. Pour consolider les bâtiments on se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitée. Cette étude sismique nous permettra de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes. Toute en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

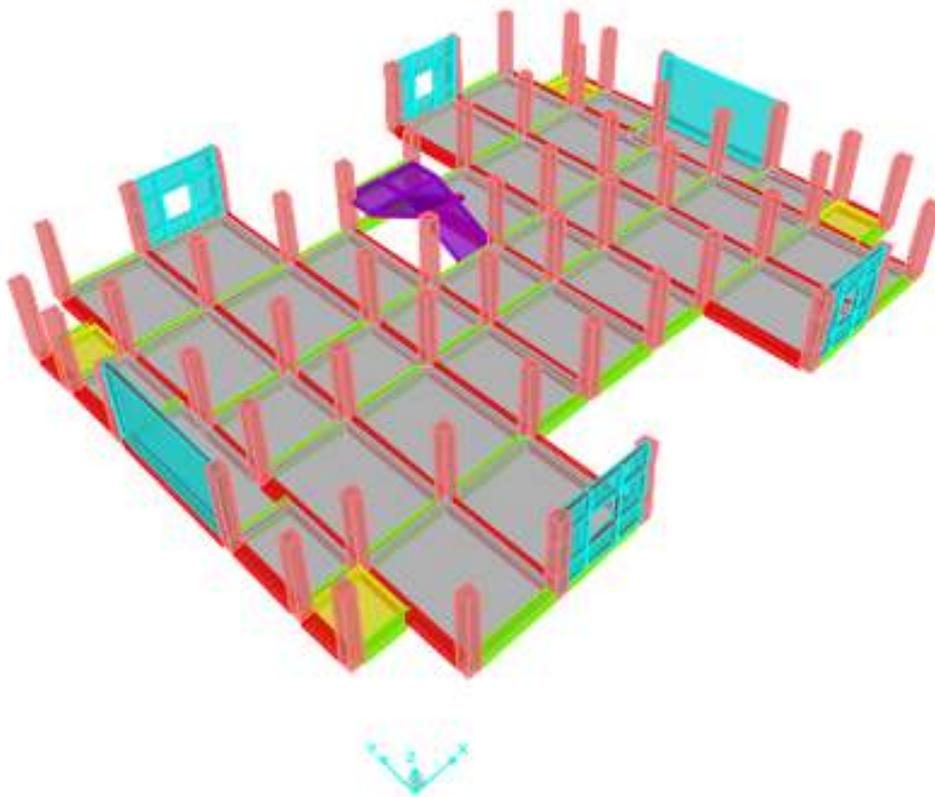


Figure.V .1.Vue de la Structure

V.2.Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie

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

V.3.Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente ;
- La méthode d'analyse modale spectrale ;
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

V.4.1 Caractéristiques géométriques de la structure :

a) Centre de masse :

suivante:
$$X_G = \frac{\sum W_i \times X_i}{\sum W_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum W_i \times Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré ;

X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global ;

X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

b) Centre de torsion :

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les

formules suivantes :
$$X_T = \frac{\sum I_{yi} \times X_i}{\sum I_{yi}} \quad \text{et} \quad Y_T = \frac{\sum I_{xi} \times Y_i}{\sum I_{xi}}$$

- I_x et I_y : Les inerties suivants les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile) ;

- X_i et Y_i : Coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi ;

- X_T et Y_T : Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est Confondu avec ce centre de symétrie ;
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes

Pour les poteaux $I_x = \frac{bh^3}{12}$ $I_y = \frac{b^3}{12}$

pour les voiles pleins $I_x = \frac{Le^3}{12}$ $I_y = \frac{eL^3}{12}$

Tableau. V.1.Calcul du centre de masse et de torsion.

| Niveau | Masse et centre de Masse | | | Inertie et centre de torsion | | | |
|--------|--------------------------|----------------|----------------|------------------------------------|------------------------------------|--------|--------|
| | Wi (KN) | X _G | Y _G | ∑ I _x (m ⁴) | ∑ I _y (m ⁴) | XR (m) | YR (m) |
| 3.74 | 5196.27 | 12.5 | 9.75 | 0.3631 | 4.6444 | 12.72 | 9.96 |
| 6.97 | 4959.93 | 12.5 | 9.75 | 0.3040 | 4.5854 | 12.76 | 9.80 |
| 10.20 | 4886.78 | 12.5 | 9.75 | 0.2546 | 4.5359 | 12.82 | 9.80 |
| 13.43 | 4824.59 | 12.5 | 9.75 | 0.2546 | 4.5359 | 12.82 | 9.80 |
| 16.66 | 4739.08 | 12.5 | 9.74 | 0.2224 | 4.5037 | 12.88 | 9.80 |
| 19.89 | 4074.48 | 12.5 | 9.80 | 0.2224 | 4.5037 | 12.88 | 9.80 |

c) Excentricité :

A. Excentricité théorique

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit : $E_x = |X_T - X_G|$ et $E_y = |Y_T - Y_G|$

B. Excentricité accidentelle selon RPA version 2003 [Art 4.3.7] [1] :

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$E_x = 0,05 \cdot L_x$

$E_y = 0,05 \cdot L_y$

C. Excentricité admissible selon RPA version 2003 [Art 3.5.1-a] [2] :

À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Excentricité suivant x = 15 %.L_x = 3.75m

Excentricité suivant y = 15 %.L_y = 2.94 m

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. V.2.Evaluation de l'excentricité de chaque niveau

| Niveau | Largeur(m) | | Excentricité théorique(m) | | Excentricité accidentelle(m) | | Excentricité admissible(m) | | Vérification |
|--------|------------|-------|---------------------------|-------|------------------------------|-------|----------------------------|-------|--------------|
| | L_x | L_y | E_x | E_y | E_x | E_y | E_x | E_y | |
| 3.74 | 25.3 | 19.90 | 0.22 | 0.21 | 1.265 | 0.995 | 3.75 | 2.94 | OK |
| | 0 | | | | | | | | |
| 6.97 | 25.3 | 19.90 | 0.26 | 0.05 | 1.265 | 0.995 | 3.75 | 2.94 | OK |
| | 0 | | | | | | | | |
| 10.20 | 25.3 | 19.90 | 0.32 | 0.05 | 1.265 | 0.995 | 3.75 | 2.94 | OK |
| | 0 | | | | | | | | |
| 13.43 | 25.3 | 19.90 | 0.32 | 0.05 | 1.265 | 0.995 | 3.75 | 2.94 | OK |
| | 0 | | | | | | | | |
| 16.66 | 25.3 | 19.90 | 0.38 | 0.06 | 1.265 | 0.995 | 3.75 | 2.94 | OK |
| | 0 | | | | | | | | |
| 19.89 | 25.3 | 19.90 | 0.38 | 0.00 | 1.265 | 0.995 | 3.75 | 2.94 | OK |
| | 0 | | | | | | | | |

V.5.Choix de la méthode de calcul

pour simplifier les calculs, en utilise le logiciel d'analys robot'.

V.5.1 Méthode dynamique modale spectrale :

- Principe :

Par cette méthode il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de structure.

- Modélisation :

Modélisation de la structure étudiée Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan. Par ailleurs, vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique s'impose. Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul automatique, par élément finis, connu sur le nom ROBOT.

-Le spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

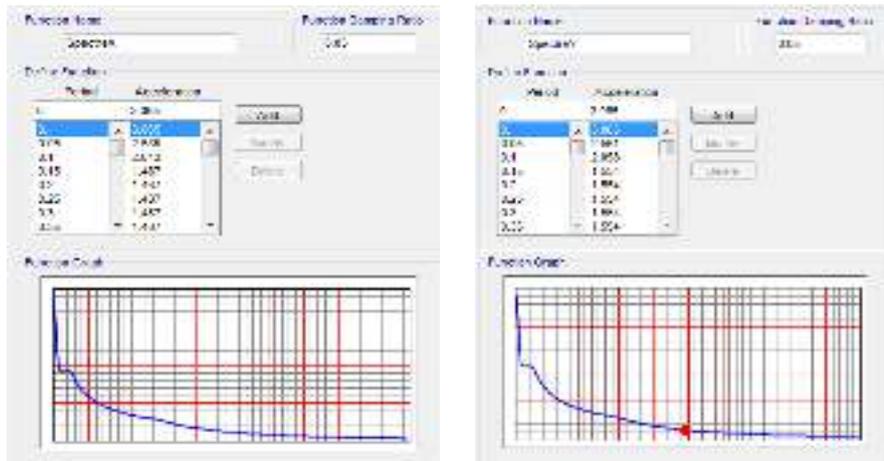


Figure . V.2.Spectre de réponse

- Coefficient d'accélération A : selon RPA99 version 2003 [Tab.4.1] [3]
- L'ouvrage est du "groupe 2" (bâtiment d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48m).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de Boumerdes (zone III).

Donc : A=0,25

- facteur de correction d'amortissement η : selon RPA99 version 2003[Tab.4.2] [4]

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,882$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique ($\xi=7\%$).

- Coefficient de comportement R : RPA99 version 2003 [Art.3.4.A.4.b] [5]

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales ;
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux ;

- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc : $R = 5$.

- Justification du coefficient de comportement R selon RPA version2003[Art 3.5][6]:

Suivant X :

Tableau V.3. Justification du coefficient de comportement R suivant X

| Niveau | Sollicitations dues aux charges verticales | | | Sollicitations dues aux charges horizontales | | |
|--------|--------------------------------------------|-----------------|-----------------|----------------------------------------------|-----------------|-----------------|
| | Poids Nz (kN) | Nz Poteaux (kN) | Nz /Voiles (kN) | Effort tranchant Tx (kN) | Tx/Poteaux (kN) | Tx /Voiles (kN) |
| 3.74 | 4262.000 | 3993.278 | 268.722 | 980.349 | 678.609 | 301.740 |
| 6.97 | 6804.719 | 6804.719 | 0.000 | 121.575 | 121.575 | 0.000 |
| 10.20 | 14158.911 | 13014.397 | 1144.514 | 1643.788 | 933.667 | 710.121 |
| 13.43 | 13311.134 | 13311.134 | 0.000 | 208.936 | 208.936 | 0.000 |
| 16.66 | 24659.797 | 22823.877 | 1835.920 | 2112.928 | 863.538 | 1249.390 |
| 19.89 | 30106.784 | 27841.177 | 2265.607 | 2182.233 | 444.360 | 1737.873 |

Valeur en pourcentage :

| Étage | Sollicitations dues aux charges verticales | | | Sollicitations dues aux charges horizontales | | |
|-------|--------------------------------------------|-----------------|----------------|----------------------------------------------|-------------|----------------|
| | Poids Nz (%) | Nz /Poteaux (%) | Nz /Voiles (%) | Effort tranchant | Tx /Poteaux | Tx /Voiles (%) |
| 3.74 | 100 % | 93.695 % | 6.305% | 100 % | 69.221 % | 30.779 % |
| 6.97 | 100 % | 100.000 % | 0.000 % | 100 % | 100.000 % | 0.000 % |
| 10.20 | 100 % | 91.917 % | 8.083 % | 100 % | 56.800 % | 43.200 % |
| 13.43 | 100 % | 100.000 % | 0.000 % | 100 % | 100.000 % | 0.000 % |
| 16.66 | 100 % | 92.555 % | 7.445 % | 100 % | 40.869 % | 59.131 % |
| 19.89 | 100 % | 92.475 % | 7.525 % | 100 % | 28.363% | 71.637% |

Suivant Y :

Tableau.V.4 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y

| Niveau | Sollicitations dues aux charges verticales | | | Sollicitations dues aux charges horizontales | | |
|--------|-----------------------------------------------|------------------------|--------------------|-------------------------------------------------|------------------------|--------------------|
| | Poids Nz (kN) | Nz /Poteaux (kN) | Nz /Voiles (kN) | Efforttranchant Tx (kN) | Tx /Poteaux (kN) | Tx /Voiles (kN) |
| 3.74 | 4399.756 | 3993.278 | 406.478 | 997.179 | 524.826 | 472.353 |
| 6.97 | 9157.810 | 8255.994 | 901.816 | 1659.504 | 503.470 | 1156.034 |
| 10.20 | 14332.825 | 13014.397 | 1318.428 | 2206.367 | 771.480 | 1434.887 |
| 13.43 | 19459.369 | 17684.009 | 1775.360 | 2659.890 | 642.044 | 2017.846 |
| 16.66 | 24920.089 | 22823.877 | 2096.212 | 3020.252 | 735.849 | 2284.403 |
| 19.89 | 30373.935 | 27841.177 | 2532.758 | 3219.553 | 416.857 | 2802.696 |

Valeur en pourcentage :

| Niveau | Sollicitations dues aux charges verticales | | | Sollicitations dues aux charges horizontales | | |
|--------|-----------------------------------------------|--------------------|---------------|----------------------------------------------|----------------|-------------------|
| | Poids Nz (%) | Nz /Poteaux (%) | Nz /Voiles | EffortTranchant Tx (%) | Tx /Poteaux | Tx /Voiles (%) |
| 3.74 | 100 % | 90.761 % | 9.239 % | 100 % | 52.631 % | 47.369 % |
| 6.97 | 100 % | 90.152 % | 9.848 % | 100 % | 30.339 % | 69.661 % |
| 10.20 | 100 % | 90.801 % | 9.199 % | 100 % | 34.966 % | 65.034 % |
| 13.43 | 100 % | 90.877 % | 9.123 % | 100 % | 34.138 % | 65.862% |
| 16.66 | 100 % | 91.588 % | 8.412 % | 100 % | 34.364 % | 65.636% |
| 19.89 | 100 % | 91.661 % | 8.339 % | 100 % | 32.948 % | 67.052% |

- facteur de qualité Q : selon le RPA 2003 [Tab.4.4] [7]

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les

critères de qualité sont satisfaits ou non : $(Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q)$.

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau. V.5. Valeurs des pénalités P_q

| Critère "q" | P_q | | | |
|----------------------------------------------------------|---------|-----------|-------|-------|
| | Observé | N/Observé | Q_x | Q_y |
| 1. Conditions minimales sur les files de contreventement | 0 | 0.05 | 0.05 | 0.05 |
| 2. Redondance en plan | 0 | 0.05 | 0 | 0 |
| 3. Régularité en plan | 0 | 0.05 | 0 | 0 |
| 4. Régularité en élévation | 0 | 0.05 | 0 | 0 |
| 5. Contrôle de la qualité des matériaux | 0 | 0.05 | 0.05 | 0.05 |
| 6. Contrôle de la qualité de l'exécution | 0 | 0.10 | 0 | 0 |
| | | | 1.10 | 1.10 |

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_x = 1 + 0.10 = 1.10 \quad ; \quad Q_y = 1 + 0.05 + 0.05 = 1.10$$

- périodes caractéristiques : selon le RPA 2003 [Tab.4.7] [8]

$$T_1 = 0.15s$$

$$T_2 = 0.50s$$

} Site S3

V.6. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 version 2003 [1] exige les vérifications suivantes :

- Stabilité de la structure :

1. Vérification du comportement modale de la structure.
2. Vérification de la participation massique (dissipation énergétique).
3. Vérification de la force sismique V à la base.
4. Vérification de la stabilité au renversement.
5. Vérification de l'effet $P-\Delta$.

- Résistance des éléments :

6. Vérifications du déplacement en tête du bâtiment.
7. Vérifications des déplacements inter-étage.
8. Vérification du cisaillement des éléments.
9. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

V.6.1.Vérification de comportement des trois premiers modes

Tableau. V.6. Vérification de comportement des trois premiers modes

| Mode1 | Mode2 | Mode3 |
|-----------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------|----------------------------------------------------|
| translation pur suivant l'axe X, avec : $T_1=0.5325$ s | translation pur suivant l'axe Y, avec $T_2=0.4348$ s | rotation autour de l'axe Z, avec $T_3=0.3249$ s |

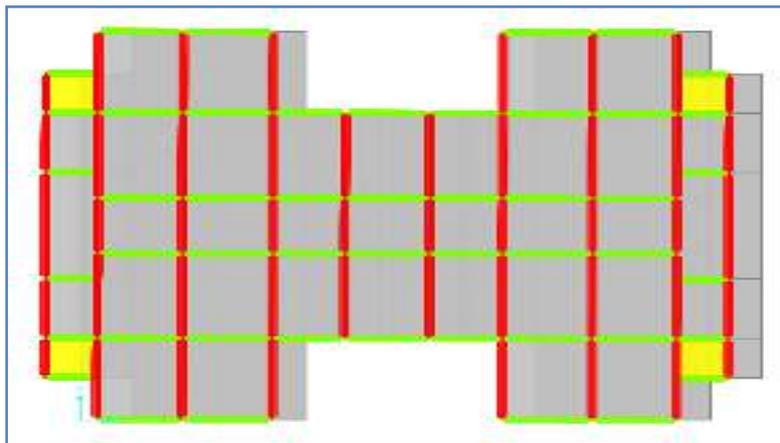


Figure V.3. Comportement de 1er mode (translation pur suivant l'axe X)

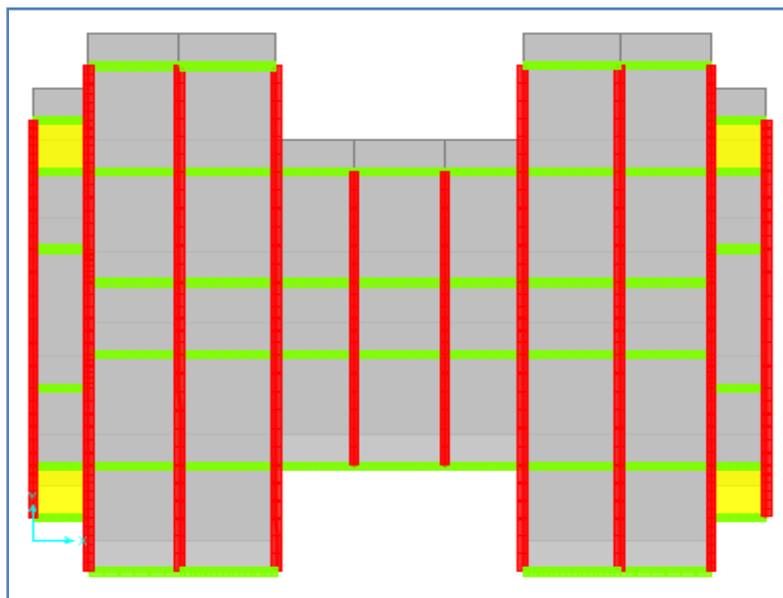


Figure V.4. Comportement de 2ème mode (translation pur suivant l'axe Y)

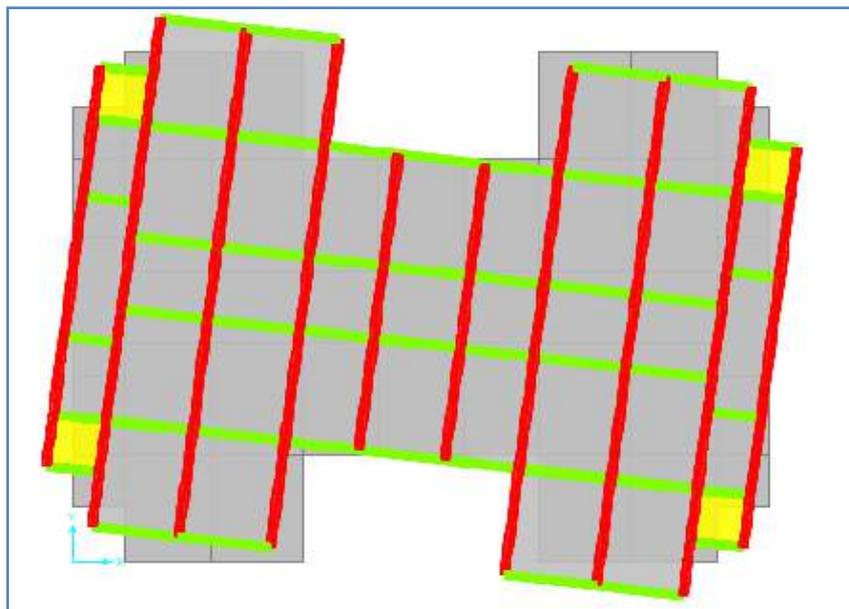


Figure V.5. Comportement de 3^{ème} mode (rotation autour de l'axe Z)

V.6.2. vérification de participation massique: Selon RPA version 2003[Art 4.3.4. a][9]

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Tableau. V.7. Vérification de participation massique

| Mode (i) | Période(s) | $U_X(\%)$ | $U_Y(\%)$ | Cumulée de $U_X(\%)$ | Cumulée de $U_Y(\%)$ |
|----------|------------|------------|-------------|----------------------|----------------------|
| 1 | 0.5325 | 0.7084 | 1.095^E-5 | 70.84 | 10.95^E-5 |
| 2 | 0.4347 | 1^E-5 | 0.7138 | 70.84 | 71.38 |
| 3 | 0.3249 | 0.0003 | 6.40^E-7 | 70.87 | 71.38 |
| 4 | 0.1432 | 0.1970 | 1.85^E-6 | 90.58 | 71.38 |
| 5 | 0.1162 | 1.29^E-6 | 0.198 | 90.58 | 91.26 |

La structure est dissipé plus de 90% de l'énergie stocke au 5^{ième} mode alors :

V.6.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : Selon RPA version 2003 [Art 4.2.6] [10] :

La résultante des forces sismique à la base E_d obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

Donc il faut vérifier que : $\frac{E_d}{V} \geq 0.8$

Calcul de la force sismique totale : Selon RPA version 2003 [Art 4.2.3] [11]

$$V_x = V_y = \frac{0.25 \times 2.205 \times 1.10 \times 32702.89}{5} = 3966.04 \text{ KN}$$

Tableau V.8.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

| Vx | Vy | Edx | Edy | 0.8V | Vérification |
|---------|---------|----------|----------|----------|--------------|
| 3966.04 | 3966.04 | 3178.624 | 3285.235 | 3172.832 | OK |

V.6.4Vérification de la stabilité au renversement: Selon RPA version 2003 [Art 4.4.1] [12]

Le moment de renversement est égal à : $M_{Rx} = h_i \cdot F_{ix}$ et $M_{Ry} = h_i \cdot F_{iy}$

Avec :

- F_{ix}, F_{iy} : la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité est égal à : $M_{sx} = W \cdot X_G$ et $M_{sy} = W \cdot Y_G$

Avec :

- X_G, Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure
- W_i : la masse de plancher dans chaque niveau

Il faut vérifier que: $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$.

V.6.4.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : RPA version 2003 [Art 4.4.1] [13]

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : $V = F_t + \sum F_i$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 TV$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(v - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad \text{Ou}$$

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i ;

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force F_i ;

h_j : niveau du plancher quelconque ;

W_i, W_j : poids revenant aux plancher i, j ; Car on a $T < 0.7$ donc $F_t = 0$ KN

Tableau.V.9.les forces sismiques de chaque niveau

| Niveau (m) | W_i (kN) | $W_i h_i$ | F_{ix} | F_{iy} |
|------------|------------|-----------|----------|----------|
| 3.74 | 5196.27 | 19434.05 | 187.968 | 194.272 |
| 6.97 | 4959.93 | 34570.71 | 334.371 | 345.586 |
| 10.20 | 4886.78 | 49845.16 | 482.107 | 498.277 |
| 13.43 | 4824.59 | 64794.24 | 626.696 | 647.715 |
| 16.66 | 4739.08 | 78953.07 | 763.642 | 789.254 |
| 19.89 | 4074.48 | 81041.41 | 783.840 | 810.10 |

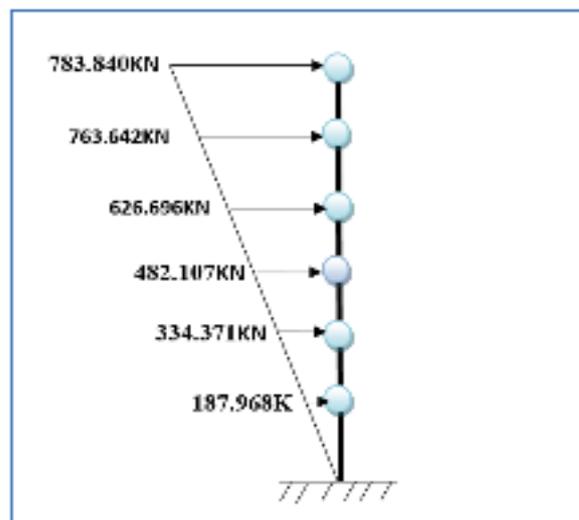
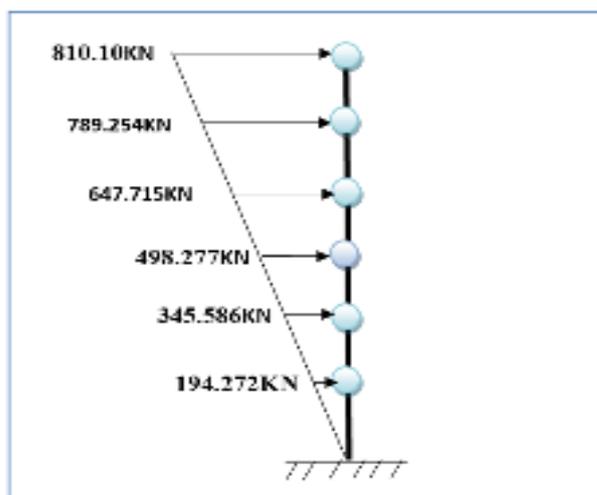


Figure.V.6.Concentration des forces sismiques aux étages suivant X



FigureV.7.Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

V.6.4.b. Moment de renversement :

Tableau V.10.Calcul du moment de renversement

| Niveau (m) | F _{ix} (KN) | F _{iy} (KN) | M _{Rx} (KN.m) | M _{Ry} (KN.m) |
|------------|----------------------|----------------------|------------------------|------------------------|
| 3.74 | 187.968 | 194.272 | 703.00 | 726.577 |
| 6.97 | 334.371 | 345.586 | 2330.566 | 2408.734 |
| 10.20 | 482.107 | 498.277 | 4917.491 | 5082.425 |
| 13.43 | 626.696 | 647.715 | 8416.527 | 8698.812 |
| 16.66 | 763.642 | 789.254 | 12722.276 | 13148.972 |
| 19.89 | 783.840 | 810.10 | 15590.578 | 16113.486 |
| | | ∑M _R | 44680.438 | 46179.007 |

V.6.4.3. Moment stabilisant :

Tableau V.11.Calcul du moment stabilisant

| Niveau (m) | W(KN) | X _g (m) | Y _g (m) | M _{sx} (KN.m) | M _{sy} (KN.m) |
|------------|---------|--------------------|--------------------|------------------------|------------------------|
| 3.06 | 5196.27 | 12.5 | 9.75 | 64953.38 | 50663.63 |
| 6.12 | 4959.93 | 12.5 | 9.75 | 61999.13 | 48359.32 |
| 9.18 | 4886.78 | 12.5 | 9.75 | 61084.75 | 47646.11 |
| 12.24 | 4824.59 | 12.5 | 9.75 | 60307.38 | 47039.75 |
| 15.3 | 4739.08 | 12.5 | 9.74 | 59238.5 | 46158.64 |
| 18.36 | 4074.48 | 12.5 | 9.80 | 50931 | 39929.9 |
| | | | ∑M _s | 358514.125 | 279797.350 |

Donc il faut vérifier que: $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

Tableau V.12. Vérification de stabilisation

| M _{Rx} (KN.m) | M _{Ry} (KN.m) | M _{sx} (KN.m) | M _{sy} (KN.m) | M _{sx} /M _{ry} | M _{sy} /M _{rx} | Vérification |
|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|----------------------------------|----------------------------------|--------------|
| 44680.438 | 46179.007 | 358514.125 | 279797.350 | 8.02 | 6.05 | Vérifier |

Commentaire: La structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux directions.

VII.6.5. Vérification des déplacements inter-étages

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$$\delta_k = \delta_{ek} * R \text{ [selon RPA99 version2003 : Art 4.4.3] [1]}$$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces séismiques F_i ;

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à : [selon RPA99 version2003 : Art 4.4.3] [1] : $\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser $0.01h_e$

Tableau. V.13. Vérification des déplacements inter-étage sens X

| Niveau(m) | δ_{ekx} (cm) | $\delta_{kx} = \delta_{ek} * R$ (cm) | Δk_x (cm) | he/100 (cm) | Vérification $\Delta K_x \leq he/100$ |
|-----------|---------------------|-----------------------------------------|----------------------|----------------|------------------------------------------|
| 3.74 | 0.118 | 0.589 | 0.589 | 3.74 | Ok |
| 6.97 | 0.289 | 1.447 | 0.858 | 3.23 | Ok |
| 10.20 | 0.505 | 2.526 | 1.079 | 3.23 | Ok |
| 13.43 | 0.735 | 3.677 | 1.151 | 3.23 | Ok |
| 16.66 | 0.971 | 4.853 | 1.176 | 3.23 | Ok |
| 19.89 | 1.194 | 5.969 | 1.115 | 3.23 | Ok |

Tableau. V.14. Vérification des déplacements inter-étage sens Y

| Niveau (m) | δ_{eky} (cm) | $\delta_{ky} = \delta_{ek} * R$ (cm) | Δk_y (cm) | he/100 (cm) | Vérification $\Delta K_y \leq he/100$ |
|---------------|------------------------|-----------------------------------------|----------------------|----------------|------------------------------------------|
| 3.74 | 0.084 | 0.423 | 0.423 | 3.74 | Ok |
| 6.97 | 0.210 | 1.051 | 0.628 | 3.23 | Ok |
| 10.20 | 0.366 | 1.831 | 0.779 | 3.23 | Ok |
| 13.43 | 0.533 | 2.666 | 0.836 | 3.23 | Ok |
| 16.66 | 0.703 | 3.514 | 0.847 | 3.23 | Ok |
| 19.89 | 0.864 | 4.319 | 0.805 | 3.23 | Ok |

V.6.6. Vérification des déplacements en tête : selon CBA99 Art 4.4.3[1]

Pour le calcul des déplacements en tête on suppose notre structure comme une console encastree à la base et soumise à une force verticale (force sismique) et on vérifié le déplacement en tête avec la flèche admissible de cette console.

Avec : $\bar{\delta} = H/250$

$\bar{\delta}$: Déplacement admissible de la structure.

Tableau. V.15.Vérification des déplacements en tête

| | δ_{ek} (cm) | $\delta_k = \delta_{ek} * R$ (cm) | $\bar{\delta} = H/250$ (cm) | Vérification $\delta_k \leq \bar{\delta}$ |
|-----------|--------------------|-----------------------------------|-----------------------------|-------------------------------------------|
| Suivant X | 1.194 | 5.97 | 7.95 | Vérifier |
| Suivant Y | 0.864 | 4.32 | 7.95 | Vérifier |

Commentaire : Les déplacements (en tête et inter étage) sont inférieure aux déformations admissibles

VII.6.7.Vérification de cisaillement des éléments

Selon Le CBA et dont le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

a) les poutres : Selon CBA93 [Art A.5.1] [2]

$$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min} [0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{Map}]$$

il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

Tableau V.16.Vérification de cisaillement des poutres

| | T(KN) | τ_{max} (Mpa) | Sous la combinaison | Fissuration | $\bar{\tau}$ (Mpa) | Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$ |
|---------|--------|--------------------|---------------------|---------------|--------------------|-------------------------------------------|
| PP30*40 | 87.304 | 0.727 | ELU | Préjudiciable | 1.5 | Vérifier |
| PS30*35 | 40.725 | 0.387 | G+Q+E _{dy} | Préjudiciable | 1.15 | Vérifier |

b) les poteaux : Selon RPA99 version2003 [Art 7.4.3.2] [14]

$$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$$

$$0.075 \text{ si } \lambda \geq 5$$

$$\bar{\tau} = \rho_d f_{c28} \text{ avec } f_{c28} = 25\text{Mpa} \rho_d = 0.04 \text{ si } \lambda < 5$$

Il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

Tableau.V.17. Vérification de cisaillement des poteaux sens X

| | T _x (KN) | τ_{max} (Mpa) | Sous la combinaison | $\bar{\tau}$ (Mpa) | Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$ |
|---------------|---------------------|--------------------|---------------------|--------------------|-------------------------------------------|
| Poteaux 30*30 | 38.90 | 0.43 | G+Q+E _{dx} | 1.875 | Vérifier |
| Poteaux 35*35 | 42.38 | 0.34 | G+Q+E _{dx} | 1.875 | Vérifier |
| Poteaux 40*40 | 38.02 | 0.23 | G+Q+E _{dx} | 1 | Vérifier |

Tableau.V.18.Vérification de cisaillement des poteaux sens Y

| | T _y (KN) | τ _{max} (Mpa) | Sous la combinaison | τ̄(Mpa) | Vérification τ _{max} ≤ τ̄ |
|---------------|---------------------|------------------------|---------------------|---------|------------------------------------|
| Poteaux 30*30 | 20.97 | 0.233 | G+Q+E _{dy} | 1.875 | Vérifier |
| Poteaux 35*35 | 25.31 | 0.21 | G+Q+E _{dy} | 1.875 | Vérifier |
| Poteaux 40*40 | 21.94 | 0.14 | G+Q+E _{dy} | 1 | Vérifier |

Les poteaux sont soulagés

IV.4.8.Vérification de l'effort normal réduit à la base : selon RPA version 2003 [Art 7.1.3.3] [15]

On entend par effort normal réduit, le rapport : $v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$

Où :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B_c est l'aire (section brute) de cette dernière ;

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton

Tableau V.19. Vérification de l'effort normal réduit à la base

| | N _d (KN) | v | Sous la combinaison | Vérification v ≤ 0.3 |
|---------------|---------------------|-------|---------------------|----------------------|
| Poteaux 40*40 | 1189.829 | 0.329 | G+Q+E _{dx} | N.Vérifier |
| Poteaux 40*40 | 857.765 | 0.237 | G+Q+E _{dy} | Vérifier |

Remarque : L'effort réduit dans les poteaux n'est pas vérifié concernant les poteaux de RDC donc il faut augmenter la section de ces poteaux. La section devienne [45.45]

VII.6.9.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : selon RPA version 2003 [Art 5.9] [16]

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0.10$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

- V_k: effort tranchant d'étage au niveau "k" ;

- Δ_k: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » ;

- h_k: hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10 < \theta \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre

par le facteur : $\frac{1}{1-\theta_k}$

Si $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau V.20. Vérification l'effet P- Δ sens X

| Niveau (m) | H _k (m) | W _i (kN) | F _{ix} | Δ_{kx} (cm) | θ_{kx} | Vérification $\theta_{kx} \leq 0.1$ |
|------------|--------------------|---------------------|-----------------|--------------------|---------------|-------------------------------------|
| 3.74 | 3.74 | 5196.27 | 187.968 | 0.805 | 0.059 | C.V |
| 6.97 | 3.23 | 4959.93 | 334.371 | 0.847 | 0.033 | C.V |
| 10.20 | 3.23 | 4886.78 | 482.107 | 0.836 | 0.027 | C.V |
| 13.43 | 3.23 | 4824.59 | 626.696 | 0.779 | 0.019 | C.V |
| 16.66 | 3.23 | 4739.08 | 763.642 | 0.628 | 0.013 | C.V |
| 19.89 | 3.23 | 4074.48 | 783.840 | 0.423 | 0.007 | C.V |

Tableau V.21. Vérification l'effet P- Δ sens Y

| Niveau (m) | h _k | W _i (kN) | F _{iy} | Δ_{ky} (cm) | θ_{ky} | Vérification $\theta_{ky} \leq 0.1$ |
|------------|----------------|---------------------|-----------------|--------------------|---------------|-------------------------------------|
| 3.74 | 3.74 | 5196.27 | 194.272 | 0.805 | 0.056 | C.V |
| 6.97 | 3.23 | 4959.93 | 345.586 | 0.847 | 0.032 | C.V |
| 10.20 | 3.23 | 4886.78 | 498.277 | 0.836 | 0.026 | C.V |
| 13.43 | 3.23 | 4824.59 | 647.715 | 0.779 | 0.018 | C.V |
| 16.66 | 3.23 | 4739.08 | 789.254 | 0.628 | 0.012 | C.V |
| 19.89 | 3.23 | 4074.48 | 810.10 | 0.423 | 0.007 | C.V |

IV.5 Conclusion :

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de bloc. La structure s'avère une rigidité optimale contre les actions provoquées par le séisme après un ferrailage correct.

Ferrailage des éléments résistants

VI.1 Introduction

L'étude des éléments porteurs présente une grande importance dans la conception de cette étude. Vue le rôle important qui jouent ces éléments dans la construction, ces éléments reprennent seuls les différentes actions horizontales et verticales. L'étude des éléments porteurs qui sont les plus sollicités: doit être conformes aux règlements de calcul et de conception RPA 99 VERSION 2003; CBA 93.

VI.2 Les poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis à un effort « N » et un moment fléchissant « M ».

Les armatures obtenues sont calculées à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions :

Situation durable :

- Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
- Acier : $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

Situation accidentelle :

- Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
- Acier : $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

D'après les combinaisons données précédemment nous déduisons les sollicitations les plus défavorables en se basant sur les trois cas suivants :

1. (N_{max} ; M_{corr}).
2. (M_{max} ; N_{corr}).
3. (N_{min} ; M_{corr}).

VI 2.1.Recommandation du règlement RPA99 version 2003[1] :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : 0,9% en zone III
- Leur pourcentage maximal sera de : 4% en zone courante
6% en zone de recouvrement
- Leur pourcentage maximal sera de : 4% en zone courante
- Leur diamètre minimal et de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ en zone III.
- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone III.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

VI.2.2. Sollicitations extrêmes de ferrailage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

1^{er} cas : Influence du moment :

Dans le cas du moment maximum M_{\max} généralement trouvé avec la combinaison soit $G+Q\pm E$ soit $0.8G\pm E$, le poteau est soumis à une grande flexion malgré la présence de l'effort normal. L'effort normal correspondant doit être pris pour le même poteau du moment max et avec la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera avec M_{\max} et son N_{corres} .

2^{eme} cas : Influence de l'effort normal :

Dans le cas de l'effort normal maximum N_{\max} , le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment. L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison $1.35G+1.5Q$, dans ce cas on détermine le moment correspondant M_{corres} pour le même poteau et dans la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant N_{\max} et son M_{corres} .

3^{eme} cas : Effort normal minimum :

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison $0.8G\pm E$. Le moment correspondant à cet effort n'est pas forcément le moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion.

Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{\min} et son M_{corres} .

VI.2.3. Etat Limite Ultime de stabilité de forme :

Les sections des poteaux soumises à la flexion composée doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, on adopte une excentricité totale "e" tel que :

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = \frac{M}{N + e_a}$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2(2 + \alpha \cdot \varphi)}{10^4 \cdot h}$$

$$\text{Avec : } e_a = \max \left(2\text{cm} ; \frac{L}{250} \right)$$

$$0.7 \leq \alpha \leq 1 \text{ et } \Phi = 2$$

- e_1 : Excentricité du 1er ordre, due à la résultante des contraintes normales y compris l'excentricité additionnelle ;
- e_a : Excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales ;
- e_2 : Excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de la structure ;
- L_f : Longueur de flambement ;

- L : Longueur libre du poteau ;
- h : Hauteur totale de la section dans la direction de flambement ;
- Φ : Rapport de la déformation finale due au fluage a la déformation instantanée du béton sous la charge considérée ;
- α : Rapport de moment des charges permanentes sur le moment total.

VI.2.4. Détermination des sections d'acier :

Les poteaux seront ferrailés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (Situation durable ou accidentelle), sous les efforts les plus défavorables. L'effort dans les poteaux les plus sollicités ainsi que les sections d'acier adoptées pour les types de poteaux de chaque niveau sont résumés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau. VI.1. Les Armatures longitudinaux des poteaux

| Niveau | Cas | Combinaiso | N | M _u | A _{cal} | A _{min} | A _{choisi} (cm ²) |
|--------|------|------------------------------------|-------------|----------------|------------------|------------------|----------------------------------------|
| 30*30 | 19.8 | N _{min} → M _{co} | 1,35.G+1,5. | - | 15.53 | 2.4 | 8.1 |
| | 19.8 | M _{max} → N _{co} | G+Q+Ex | 90.89 | 31.38 | 2.4 | 8.1 |
| | 19.8 | N _{max} → M _{co} | 1,35.G+1,5. | 177.0 | 6.10 | 2.4 | 8.1 |
| | 16.6 | N _{min} → M _{co} | 0,8.G+EdX | - | 11.56 | 2.4 | 8.1 |
| | 16.6 | M _{max} → N _{co} | G+Q+Ex | 159.8 | 28.32 | 2.4 | 8.1 |
| | 16.6 | N _{max} → M _{co} | 1,35.G+1,5. | 335.4 | 1.13 | 2.4 | 8.1 |
| 35*35 | 13.4 | N _{min} → M _{co} | 0,8.G+EdX | - | 4.30 | 2.8 | 11.0 |
| | 13.4 | M _{max} → N _{co} | G+Q+Ex | 225.1 | 43.84 | 2.8 | 11.0 |
| | 13.4 | N _{max} → M _{co} | 1,35.G+1,5. | 506.9 | -8.73 | 2.8 | 11.0 |
| | 10.2 | N _{min} → M _{co} | 0,8.G+EdX | - | 8.31 | 2.8 | 11.0 |
| | 10.2 | M _{max} → N _{co} | G+Q+Ex | 286.1 | 35.78 | 2.8 | 11.0 |
| 40*40 | 6.97 | N _{min} → M _{co} | 0,8.G+EdX | - | 17.05 | 3.6 | 14.4 |
| | 6.97 | M _{max} → N _{co} | G+Q+Ex | 183.3 | 40.20 | 3.2 | 14.4 |
| | 6.97 | N _{max} → M _{co} | 1,35.G+1,5. | 913.9 | 5.82 | 9.2 | 14.4 |
| 45*45 | 3.74 | N _{min} → M _{co} | 0,8.G+EdX | - | 17.68 | 3.6 | 18.2 |
| | 3.74 | M _{max} → N _{co} | G+Q+Ex | - | 50.06 | 15.5 | 18.2 |
| | 3.74 | N _{max} → M _{co} | 1,35.G+1,5. | 1151. | -4.24 | 3.6 | 18.2 |

VI.2.5. Vérification à l'Etat Limite Service :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'état limite de service, sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser}, N_{ser}) selon les règles CBA93 [2] ; concernant la flexion composée.

Tableau. VI.2. Valeurs des contraintes à l'E.L.S

| | Section | M _{ser} (kN.m) | N _{ser} (kN) | A(cm ²) | Fissuration | σ _b (MPa) | σ _s (MPa) | [σ _b] MPa | [σ _s] MPa | σ _b < σ _b σ _s < σ _s |
|---------------|---------|----------------------------|--------------------------|---------------------|------------------|-------------------------|-------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------------------------------------------------|
| Rive | 30*30 | 8.83 | 178.42 | 9.05 | P _{réj} | 2.7 | 37.9 | 15 | 202 | C.V |
| | 35*35 | 9.07 | 513.21 | 13.57 | P _{réj} | 3.9 | 56.6 | 15 | 202 | C.V |
| | 40*40 | 4.30 | 280.69 | 15.21 | P _{réj} | 1.6 | 23.7 | 15 | 202 | C.V |
| | 45*45 | 5.26 | 310.99 | 18.47 | P _{réj} | 1.4 | 20.9 | 15 | 202 | C.V |
| Intermédiaire | 30*30 | 4.34 | 245.01 | 9.05 | P _{eu} | 2.7 | ---- | 15 | - | C.V |
| | 35*35 | -14.48 | 355.14 | 13.57 | P _{eu} | 3.3 | ---- | 15 | - | C.V |
| | 40*40 | -13.98 | 225.90 | 15.21 | P _{eu} | 1.9 | ---- | 15 | - | C.V |
| | 45*45 | 5.66 | 310.99 | 18.47 | P _{eu} | 1.4 | ---- | 15 | - | C.V |

P_{réj} : Fissuration préjudiciable.

p_{eu} : fissuration peu nuisible.

La contrainte de béton est limitée par : $\bar{\sigma}_b = 15$ MPa

La fissuration est considérée :

Peu nuisible (poteaux intermédiaires) ;

Préjudiciables (poteaux de rive et poteaux d'angle).

VI.2.6. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant :

Justification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement se calculera au niveau de l'axe neutre de la section, elle est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

Selon le CBA93 [2] :

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \bar{\tau}_u = 4,32 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Selon le RPA 99 (version 2003) [1] : $\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$$\rho_d = 0,075 \quad \text{si l'élanement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \quad \text{si l'élanement } \lambda < 5$$

$$\text{Avec : } \lambda = \frac{\ell_f}{i} \left. \vphantom{\lambda} \right\} \\ i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

λ : L'élanement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

ℓ_f : Longueur de flambement.

Les contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicitées de chaque niveau suivant les deux plans sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau. VI.3. Valeurs des contraintes limites de cisaillement

| Niveau | Section (cm ²) | T _u max (kN) | situation | τ_u (MPa) | λ | ρ_d | $\bar{\tau}_b$ RPA | $\bar{\tau}_u$ CBA | $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ $\tau_u \leq \bar{\tau}_b$ |
|--------------|----------------------------|-------------------------|-----------------|----------------|-----------|----------|--------------------|--------------------|----------------------------------------------------------|
| 4 et 5 étage | 30*30 | 35.34 | A _{cc} | 0.43 | 12.35 | 0.075 | 1.875 | 3.26 | C.V |
| 2 et 3 étage | 35*35 | 42.38 | A _{cc} | 0.37 | 10.58 | 0.075 | 1.875 | 3.26 | C.V |
| I étage | 40*40 | 28.82 | A _{cc} | 0.19 | 10.29 | 0.075 | 1.875 | 3.26 | C.V |
| RDC | 45*45 | 39.72 | A _{cc} | 0.21 | 20.12 | 0.075 | 1.875 | 4.34 | C.V |

VI.2.7. Armatures transversales : Selon le RPA99 Art. 7.4.2.2 [1]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot S_t \cdot T_u}{f_e \cdot h_I}$$

T_u : l'effort tranchant de calcul.

h_I: hauteur totale de la section brute.

S_t : espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \begin{cases} 10 & \text{zone nodale .} \\ (b_1/2, h_1/2, 10\phi_l) & \text{zone courante.} \end{cases}$$

ϕ_l : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

ρ_a : Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{si } \lambda \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{si } \lambda < 5.$$

-La quantité des armatures transversales minimale en pourcentage imposée par le RPA 99

Version 2003[1] est donnée par :

$$0.3\% \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t / (S_t \cdot b) = \lambda_g = \frac{l_f}{D}$$

$$0.8\% \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

D : dimension de la section droite du Poteau.

On prend $f_e = 235 \text{ MPa}$

On a $\Phi_{\min} = 1.4 \text{ cm}$

Selon CBA 93 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l \right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right) \end{array} \right.$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

\varnothing_t : Diamètre des armatures transversales.

\varnothing_l : Diamètre des armatures longitudinales

Le choix des armatures transversales et leurs espacements sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. VI. 4. Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux

| Section | T_u (kN) | A_t (mm ²) | λ_g | ρ_a | $S_{t,cal}$ (cm) | Zone | $S_{t,finale}$ | Choix |
|---------|------------|--------------------------|-------------|----------|------------------|----------|----------------|-------|
| 30*30 | 35.34 | 200.96 | 7.53 | 2.5 | 27.2 | courante | 10 | 4Φ8 |
| | | | | | | Nodale | 5 | |
| 35*35 | 42.38 | 200.96 | 6.46 | 2.5 | 26.5 | courante | 10 | 4Φ8 |
| | | | | | | Nodale | 5 | |
| 40*40 | 28.82 | 200.96 | 5.65 | 2.5 | 44.6 | courante | 10 | 4Φ8 |
| | | | | | | Nodale | 5 | |
| 45*45 | 39.72 | 200.96 | 5.81 | 2.5 | 36.4 | courante | 10 | 4Φ8 |
| | | | | | | Nodale | 5 | |

VI.2.8.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.b)

Tableau. VI.5.Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux

| Section | Zone | $t = \frac{A_t}{S_t \cdot b}$ (%) | λ_g | $t \geq 0.3\%$ |
|---------|----------|-----------------------------------|-------------|----------------|
| 30*30 | Courante | 0.67 | 7.53 | OUI |
| | Nodale | 1.33 | | OUI |
| 35*35 | Courante | 0.57 | 6.46 | OUI |
| | Nodale | 1.14 | | OUI |
| 40*40 | Courante | 0.5 | 5.65 | OUI |
| | Nodale | 1.004 | | OUI |
| 45*45 | Courante | 0.44 | 5.81 | OUI |
| | Nodale | 0.89 | | OUI |

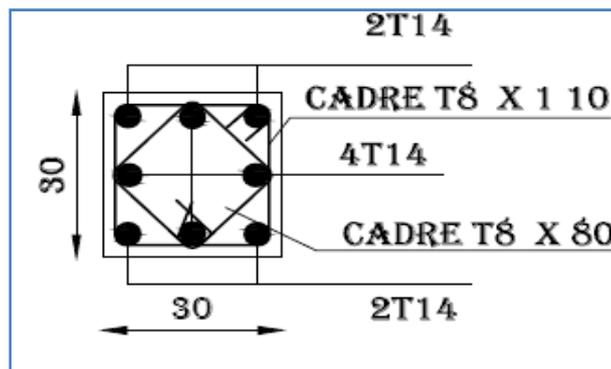


Figure VI.1. Ferrailage des poteaux carré (30x30)

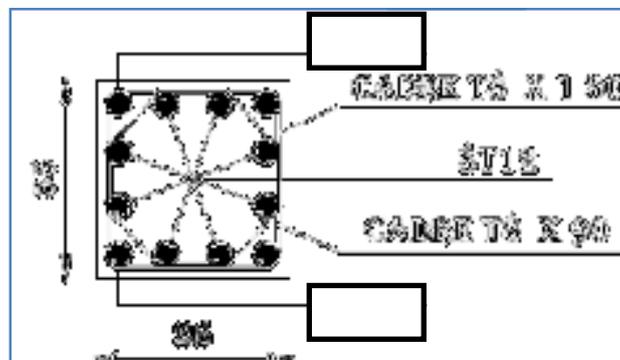


Figure VI.2.Ferrailage des poteaux carré (35x35)

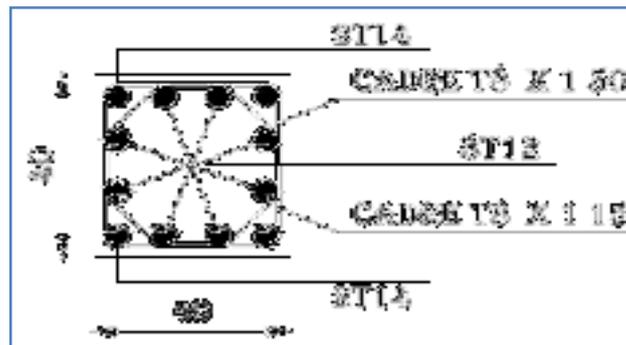


Figure VI.3. Ferrailage des poteaux carré (40×40)

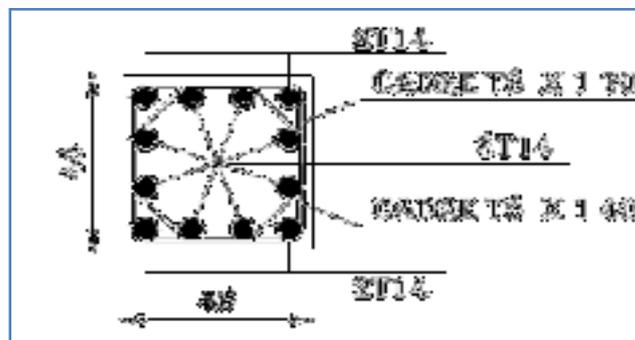


Figure VI.4. Ferrailage des poteaux carré (45×45)

VI.3. Poutres :

Une construction en béton armé doit demeurer résistante avant et après le séisme grâce à ces éléments principaux. En conséquence ces derniers doivent être bien armés et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul du ferrailage sont imposées par le BAEL91, et le RPA99 V 2003 de façon à prévoir les efforts les plus défavorables contre lesquels la structure sera amenée à résister.

VI.3.1. Les combinaisons des charges

En fonction du type de sollicitation nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

D'après le CBA 93[2] (situation durable)

- E.L.U : $1.35G + 1.5Q$ (Art.A.3.3.2) [2]
- E.L.S : $G + Q$ (Art.A.3.3.3) [2]

D'après l'article 5.2 du RPA99 [1] (situation accidentelle)

- $G+Q \pm E$

$$- 0.8G \pm E$$

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

VI.3.2. Les matériaux

Situation durable :

- Béton : $\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1.5$
- Acier: FeE 400; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; FeE 400; $\gamma_s = 1.15$

Situation accidentelle :

- Béton : $\sigma_{bc} = 18.48 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1.5$
- Acier : FeE 400 ; $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1$

VI.3.3.Recommandation des règlements

Selon le RPA99 version 2003[Art7.5.2] [1] :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante ;
- 6 % en zone recouvrement

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui

- La longueur minimale de recouvrement est de :

- 50Φ en zone III

- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

- Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées .Le ferrailage sera

- Fait pour une situation durable et accidentelle (le cas le plus défavorable).

Selon le CBA93 [A.7.1.2] [2]

La section des armatures longitudinales (A.7.1.2) est : $A \geq A_{\min} = \frac{b \cdot h}{1000}$

$$S_t \leq \min [0.9d ; 40\text{cm}]$$

$$\frac{A_t f_e}{b \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ Mpa}$$

$$\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{c28}.k)}{0.9f_e (\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Avec $K=1, \alpha=90^0$

Le diamètre des armatures transversales (A.6.4.2) est donné par : $\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right]$

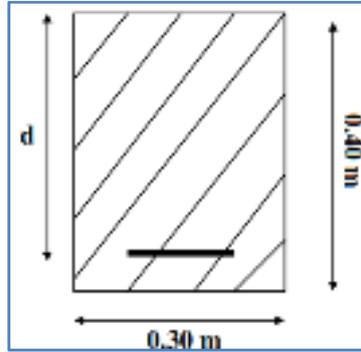


Figure VI.5. La section des poutres principales

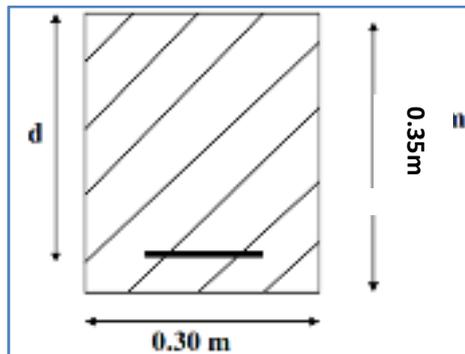


Figure VI.6. La section des poutres secondaires

VI.3.4. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime

VI.3.4.1 Armatures longitudinales

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau. VI.6. Ferraillage longitudinal des poutres principales

| Niveau | B (cm ²) | Type | Position | M _u (KN.m) | Combinaison | A _{calculée} (cm ²) | A _{choisie} (cm ²) |
|---------------|----------------------|-------|----------|-----------------------|-------------|------------------------------------------|-----------------------------------------|
| Terrasse | 30*40 | inter | Travée | 40.63 | 1.35G+1.5Q | 3.2 | 4HA14=6.16 |
| | | | Appui | -47.16 | 1.35G+1.5Q | 3.8 | 4HA14=6.16 |
| | | rive | Travée | 52.84 | 0.8G+EDY | 3.7 | 4HA14=6.16 |
| | | | Appui | -81.00 | G+Q+EDY | 5.7 | 4HA14=6.16 |
| Etage courant | 30*40 | inter | Travée | 47.29 | 1.35G+1.5Q | 3.8 | 4HA14=6.16 |
| | | | Appui | -54.29 | G+Q+EDY | 3.8 | 4HA14=6.16 |
| | | rive | Travée | 59.88 | 0.8G+EDY | 4.2 | 5HA14=7.70 |
| | | | Appui | 90.59 | G+Q+EDY | 6.4 | 5HA14=7.70 |

Tableau. VI.7. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

| Niveau | B (cm ²) | Type | Position | M _u (KN.m) | Combinaison | A _{calculée} (cm ²) | A _{choisie} (cm ²) |
|---------------|----------------------|-------|----------|-----------------------|-------------|------------------------------------------|-----------------------------------------|
| Terrasse | 30*35 | inter | Travée | 25.43 | G+Q+EDx | 2.00 | 5HA12=5.65 |
| | | | Appui | -41.48 | G+Q+EDx | 3.3 | 5HA12=5.65 |
| | | Rive | Travée | 37.81 | 0.8G+EDx | 3.00 | 5HA12=5.65 |
| | | | Appui | -49.11 | G+Q+EDx | 4.00 | 5HA12=5.65 |
| Etage courant | 30*35 | inter | Travée | 31.20 | G+Q+EDx | 2.5 | 5HA12=5.65 |
| | | | Appui | -45.42 | G+Q+EDx | 3.6 | 5HA12=5.65 |
| | | Rive | Travée | 45.77 | 0.8G+EDx | 3.7 | 5HA12=5.65 |
| | | | Appui | -62.47 | G+Q+EDx | 5.1 | 5HA12=5.65 |

VI.3.5. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire. Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule : $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc : $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right] = 201.63 \text{ Mpa}$, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

Tableau. VI.8. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

| Niveau | B (cm ²) | Type | Position | M _{ser} (KN.m) | A _{adoptée} (cm ²) | σ_b Mpa | $\bar{\sigma}_b$ Mpa | σ_s Mpa | $\bar{\sigma}_s$ Mpa | $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ |
|---------------|----------------------|-------|----------|-------------------------|-----------------------------------------|----------------|----------------------|----------------|----------------------|------------------------------------------------------------------|
| Terrasse | 30*40 | inter | Travée | 29.69 | 6.16 | 4.8 | 15 | - | | CV |
| | | | Appui | -29.82 | 6.16 | 4.8 | | - | | |
| | | rive | Travée | 31.32 | 6.16 | 5.00 | 15 | 151.5 | 201.63 | |
| | | | Appui | -33.41 | 6.16 | 5.40 | | 161.6 | | |
| Etage courant | 30*40 | inter | Travée | 31.32 | 6.16 | 5.00 | 15 | - | - | CV |
| | | | Appui | -33.41 | 6.16 | 5.40 | | - | | |
| | | rive | Travée | 21.27 | 7.70 | 3.2 | 15 | 83.8 | 201.63 | |
| | | | Appui | -35.32 | 7.70 | 5.3 | | 139.1 | | |

Tableau. VI.9.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

| Niveau | B(cm ²) | Type | Position | M _{ser} (KN.m) | A _{adoptée} (cm ²) | σ _b Mpa | σ _b ⁻ Mpa | σ _s Mpa | σ _s ⁻ Mpa | σ _b ≤ σ _b ⁻ σ _s ≤ σ _s ⁻ |
|---------------|---------------------|-------|----------|----------------------------|-----------------------------------------|-----------------------|------------------------------------|-----------------------|------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------|
| Terrasse | 30*35 | Inter | Travée | 9.47 | 5.65 | 1.4 | 15 | - | - | CV |
| | | | Appui | -19.75 | 5.65 | 4.1 | | - | | |
| | | Rive | Travée | 4.06 | 5.65 | 0.6 | 15 | 6.7 | 201.63 | |
| | | | Appui | -8.53 | 5.65 | 1.1 | | 14 | | |
| Etage courant | 30*35 | Inter | Travée | 10.34 | 5.65 | 1.5 | 15 | - | - | CV |
| | | | Appui | -23.77 | 5.65 | 5.00 | | - | | |
| | | Rive | Travée | 16.72 | 5.65 | 3.5 | 15 | 101.8 | 201.63 | |
| | | | Appui | -16.49 | 5.65 | 3.5 | | 100.4 | | |

VI.3.6. Vérification des poutres selon les conditions RPA [1] et CBA [2]

Il faut vérifie que : A tendue ≥ A_{min} CBA

$$A \text{ Travée} \geq A_{\min} \text{ RPA} \quad \text{et} \quad A \text{ Travée} \leq A_{\max} \text{ RPA}$$

$$A \text{ appui} \geq A_{\min} \text{ RPA} \quad \text{et} \quad A \text{ appui} \leq A_{\max} \text{ RPA}$$

Tableau. VI.10.Vérification des poutres principales selon la condition RPA

| Niveau | B (cm ²) | Type | Position | A _{adoptée} (cm ²) | A _{Min} (cm ²) | A _{max} (cm ²) | Vérification | | |
|---------------|----------------------|-------|----------|-----------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|--------------|----------|----------|
| Terrasse | 30*40 | Inter | Travée | 6.16 | 6.00 | 48 | Vérifier | | |
| | | | Appui | 6.16 | | | 48 | Vérifier | |
| | | Rive | Travée | 6.16 | | | 48 | Vérifier | |
| | | | Appui | 6.16 | | | 48 | Vérifier | |
| Etage courant | 30*40 | Inter | Travée | 6.16 | 6.00 | 48 | Vérifier | | |
| | | | Appui | 6.16 | | | 48 | Vérifier | |
| | | Rive | Travée | 7.70 | | | 6.00 | 48 | Vérifier |
| | | | Appui | 7.70 | | | | | 48 |

Tableau. VI.11.Vérification des poutres principales selon la condition CBA

| Niveau | B (cm ²) | Type | Position | A _{adoptée} (cm ²) | A _{Min} (cm ²) | Vérification | | |
|---------------|----------------------|-------|----------|-----------------------------------------|-------------------------------------|--------------|-----|----------|
| Terrasse | 30*40 | inter | Travée | 6.16 | 1.2 | Vérifier | | |
| | | | Appui | 6.16 | | | | |
| | | Rive | Travée | 6.16 | | | 1.2 | Vérifier |
| | | | Appui | 6.16 | | | | |
| Etage courant | 30*40 | Inter | Travée | 6.16 | 1.2 | Vérifier | | |
| | | | Appui | 6.16 | | | | |
| | | Rive | Travée | 7.70 | | | 1.2 | Vérifier |
| | | | Appui | 7.70 | | | | |
| Appui | 6.16 | | | | | | | |

Tableau. VI.12. Vérification des poutres secondaires selon la condition RPA

| Niveau | B (cm ²) | Type | Position | A _{adoptée} (cm ²) | A _{Min} (cm ²) | A _{max} (cm ²) | Vérification |
|---------------|----------------------|-------|----------|-----------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|--------------|
| Terrasse | 30*35 | inter | Travée | 5.65 | 5.25 | 42 | Vérifier |
| | | | Appui | 5.65 | | 42 | Vérifier |
| | | rive | Travée | 5.65 | 5.25 | 42 | Vérifier |
| | | | Appui | 5.65 | | 42 | Vérifier |
| Etage courant | 30*35 | inter | Travée | 5.65 | 5.25 | 42 | Vérifier |
| | | | Appui | 5.65 | | 42 | Vérifier |
| | | rive | Travée | 5.65 | 5.25 | 42 | Vérifier |
| | | | Appui | 5.65 | | 42 | Vérifier |

Tableau. VI.13. Vérification des poutres secondaires selon la condition CBA

| Niveau | B (cm ²) | Type | Position | A _{adoptée} (cm ²) | A _{Min} (cm ²) | Vérification |
|---------------|----------------------|-------|----------|-----------------------------------------|-------------------------------------|--------------|
| Terrasse | 30*35 | Inter | Travée | 5.65 | 1.05 | Vérifier |
| | | | Appui | 5.65 | | |
| | | Rive | Travée | 5.65 | 1.05 | Vérifier |
| | | | Appui | 5.65 | | |
| Etage courant | 30*35 | Inter | Travée | 5.65 | 1.05 | Vérifier |
| | | | Appui | 5.65 | | |
| | | Rive | Travée | 5.65 | 1.05 | Vérifier |

VI.3.7. Justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant :

- Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

La contrainte de cisaillement du béton est vérifiée par la formule donnée par le règlement (CBA 93) [2] :

$$\tau^{\max} \leq \bar{\tau}$$

Avec : $\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$

Tableau. VI.14. La contrainte admissible

| | Poutres de rive | Poutres intermédiaires |
|--------------|------------------------------------------------|-----------------------------------------------|
| Fissuration | la fissuration est préjudiciable | la fissuration est peu nuisible |
| $\bar{\tau}$ | Min [0.15 ; $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4Mpa] | Min [0.2 ; $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4Mpa] |

Tableau. VI.15. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

| Niveau | B(cm ²) | Typ e | Positio n | T _u KN.m | combinaiso n | τ _u (Mpa) | τ̄(Mpa) | Vérification τ ≤ τ̄ |
|---------------|---------------------|-------|-----------|---------------------|--------------|----------------------|---------|---------------------|
| Terrasse | 30*40 | Inter | Appui | 75.08 | ELU | 0.66 | 3.3 | Vérifier |
| | | Rive | Appui | 60.86 | ACC | 0.54 | 3.26 | Vérifier |
| Etage courant | 30*40 | Inter | Appui | 86.61 | ELU | 0.77 | 3.3 | Vérifier |
| | | Rive | Appui | 75.67 | ACC | 0.67 | 3.26 | Vérifier |

Tableau. VI.16. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

| Niveau | B (cm ²) | Typ e | Positio n | T _u KN.m | Combinaiso n | τ _u (Mpa) | τ̄(Mpa) | Vérification τ ≤ τ̄ |
|---------------|----------------------|-------|-----------|---------------------|--------------|----------------------|---------|---------------------|
| Terrasse | 30*35 | inter | Appui | 46.71 | G+Q+Ex | 0.48 | 4.34 | Vérifier |
| | | Rive | Appui | 34.64 | G+Q+Ex | 0.35 | 3.26 | Vérifier |
| Etage courant | 30*35 | inter | Appui | 50.28 | G+Q+Ex | 0.51 | 4.34 | Vérifier |
| | | Rive | Appui | 53.27 | G+Q+Ex | 0.55 | 3.26 | Vérifier |

VI.3.8. Calcul des armatures transversales :

- L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235.

- Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min [h/35; b/10] \text{ Selon le CBA93 [Art A.6.4.2] [2]}$$

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

Selon le RPA 99 version 2003 [Art 7.5.2.2] [1] :

- S_t = min [h/4 ; 12φ_t] [Zone nodale]
- S_t ≤ h/2
- $S_t \leq \frac{A_t}{0.003 \times b}$

Selon le CBA93 [art A.5.1.2.2] [2] :

- S_t = min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4 \text{ Mpa}$
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{c28} \cdot K)}{0.9f_e(\cos \alpha + \sin \alpha)}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements(S_t) pour chaque poutre sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau. VI.17. Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres principales

| | | CBA 93 | | RPA 99 | | | St adopté (cm) | | |
|----------------------|----------------------|---------------------|-----------------------------------|------------------------------|-------------------------------|-----------------------------------|------------------------------|-------------------------------|-------------------------------------------|
| B (cm ²) | τ _u (Mpa) | S _t (cm) | A _t (cm ²) | S _t (nodale) (cm) | S _t (courant) (cm) | A _t (cm ²) | S _t (nodale) (cm) | S _t (courant) (cm) | A _t choisie (cm ²) |
| 30*40 | 0.77 | 33.75 | 2.01 | 9.6 | 20 | 0.864 | 5 | 15 | 4Ø8 =2.01 |

Tableau. VI.18. Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres secondaires

| | | CBA 93 | | RPA 99 | | | St adopté (cm) | | |
|----------------------|----------------------|---------------------|-----------------------------------|------------------------------|-------------------------------|-----------------------------------|------------------------------|-------------------------------|-------------------------------------------|
| B (cm ²) | τ _u (Mpa) | S _t (cm) | A _t (cm ²) | S _t (nodale) (cm) | S _t (courant) (cm) | A _t (cm ²) | S _t (nodale) (cm) | S _t (courant) (cm) | A _t choisie (cm ²) |
| 30*35 | 0.55 | 29.25 | 2.01 | 8.75 | 17.5 | 0.79 | 5 | 15 | 4Ø8 =2.01 |

VI.3.9. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16};$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0};$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}.$$

Tableau. VI.19. Vérification de la flèche des poutres

| B (cm ²) | 1 ^{ère} condition | | | 2 ^{ème} condition | | | 3 ^{ème} condition | | |
|----------------------|----------------------------|----------------|---------------------------------|----------------------------|-----------------------------|--------------------------------------------------------|----------------------------|-------------------|-------------------------------------|
| | $\frac{h}{L}$ | $\frac{1}{16}$ | $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ | $\frac{h}{L}$ | $\frac{M_t}{10 \times M_0}$ | $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$ | $\frac{A}{bd}$ | $\frac{4.2}{f_e}$ | $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$ |
| 30*40 | 0.1 | 0.062 | C.V | 0.1 | 0.08 | C.V | 0.0017 | 0.0105 | C.V |
| 30*35 | 0.116 | 0.062 | C.V | 0.116 | 0.08 | C.V | 0.0020 | 0.0105 | C.V |

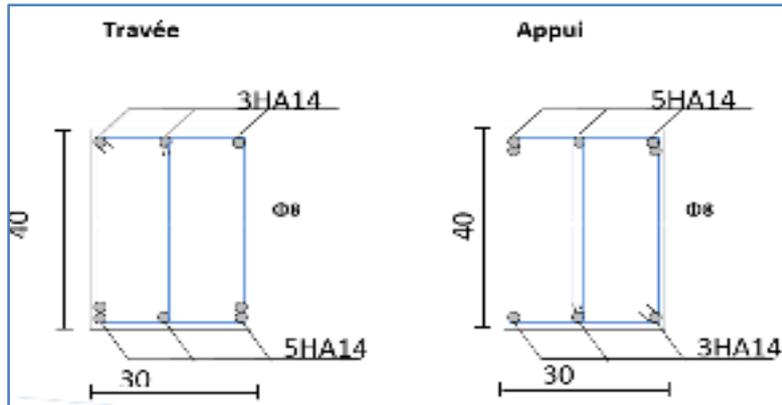


Figure VI.7. Ferrailage des poutres principales (30*40) de rives des étages courants

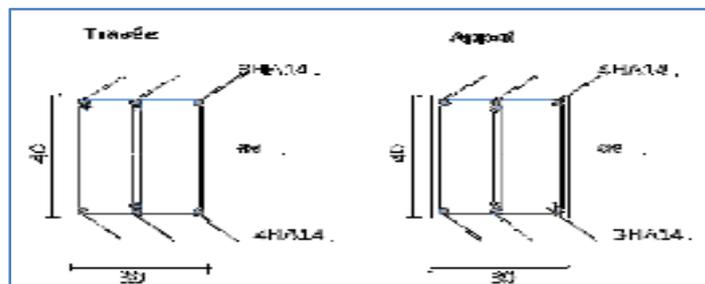


Figure VI.8. Ferrailage des poutres principales (30*40) de rives de niveau terrasse et intermédiaires de terrasse et étages courants

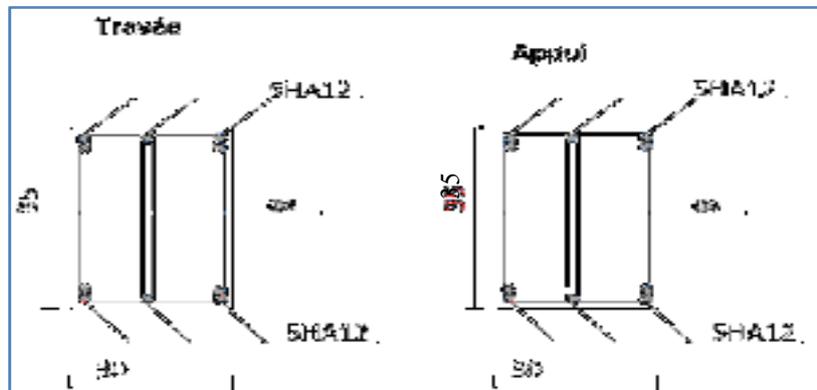


Figure VI.9. Ferrailage des poutres secondaires (30*35)

VI.4.FERRAILLAGE DES VOILES :**VI.4.1. Introduction :**

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

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

Les éléments de contreventement devraient présenter une configuration régulière et former un système continu et cohérent aussi monolithique que possible ; par ailleurs, ce système doit être suffisant de façon à assurer une marge importante entre la limite d'élasticité et le seuil de rupture de la structure.

Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant ; on devra disposer du ferrailage suivant :

- Les aciers verticaux ;
- Les aciers longitudinaux ;
- Les aciers transversaux.

VI.4.2. Les voiles pleins :

Le ferrailage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

VI.4.3.Voiles avec files d'ouvertures :**VI.4.3.1. Les trumeaux :**

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée. Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales ;
- Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

VI.4.3.2. Les linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M , V), on devra disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion " A_l ".

Des aciers transversaux " A_t ".

Des aciers en partie courante (aciers de peau).

VI.4.4. Méthode de calcul :

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ". Pour les voiles,

nous utilisons le calcul en flexion simple et composé.

VI.4.4.1. Recommandations des règlements :**A. Armatures verticales :**

Selon le CBA 93[2] :

- $A_{ver} \leq 0.4 \text{ cm}^2$ pour un mètre de parement
- $0.1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue
-

Selon le RPA 99 Version 2003 [Art 7.7.4] [1] :

- $A_v = 0.2\% B_t$ dans la section tendue du voile.
- $A_v = 0.15\% B$ dans la section globale du voile.
- $A_v = 0.10\% B$ dans la section courante.

Avec :

- B : section du voile.
- a : épaisseur du voile.
- φ_{ver} : diamètre vertical.

B. Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

Selon le CBA 93[2]:

Diamètre maximal des armatures horizontales : $\varphi_h \leq \min \left[\frac{h}{35} ; \frac{a}{10} ; \varphi_v \right]$

Espacement des armatures horizontales:

- $S_h \leq \min [0.9d ; 40\text{cm}]$
- $\frac{A_h \times f_e}{a \times S_h} \geq 0.4 \text{ Mpa}$
- $S_h \leq \frac{A_h \times 0.9 \frac{f_e}{\gamma}}{a(\tau_b - 0.3f_{c28})}$

La contrainte limites de cisaillement :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}$$

Où : $\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V = 1.4V_{u \text{ calculé}}$

$$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$$

Avec :

- τ_b : Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau}$: Contrainte de cisaillement admissible.
- A_h : section d'armatures horizontales.
- $d = 0.9 h$: hauteur utile.

Selon le RPA 99 Version 2003 [1]:

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10} \cdot a$$

$$S_h \leq \frac{A_h}{0.003}$$

$$S_h \leq \min [1.5a; 30\text{cm}]$$

C. Armatures transversales :

Ce sont des armatures ronds lisses de FeE 235 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

VI.4.4.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux :(RPA 99 [1] et CBA 93[2])

La longueur de recouvrement doit être égale :

- 40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.
- 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.
- Espacement des armatures verticales.

$$\left\{ \begin{array}{l} S_v \leq \min [1.8a ; 30\text{cm}] \\ S_v(\text{zone courante}) \\ S_v = \frac{S_v}{2} (\text{zone d'extrémité}) \frac{L}{10} \end{array} \right.$$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135° , ayant une longueur de 10Φ , pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

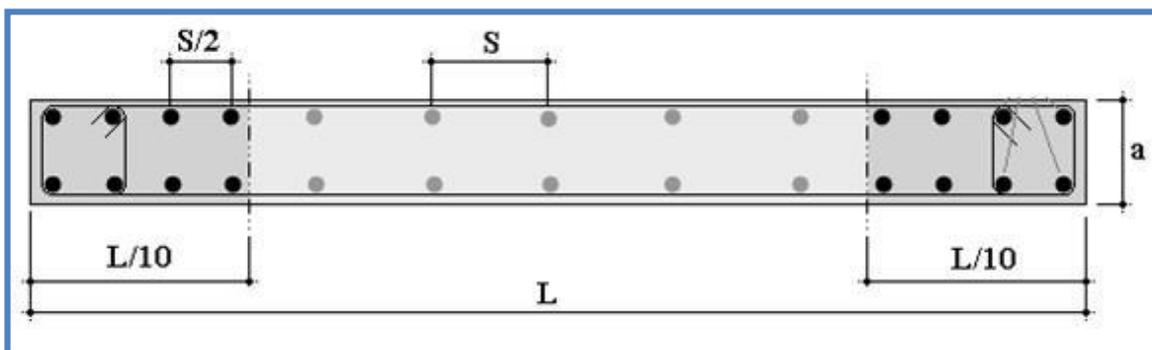


Figure VI.10. Disposition des armatures verticales dans les voiles

VI.4.5. Ferrailage des voiles pleins :

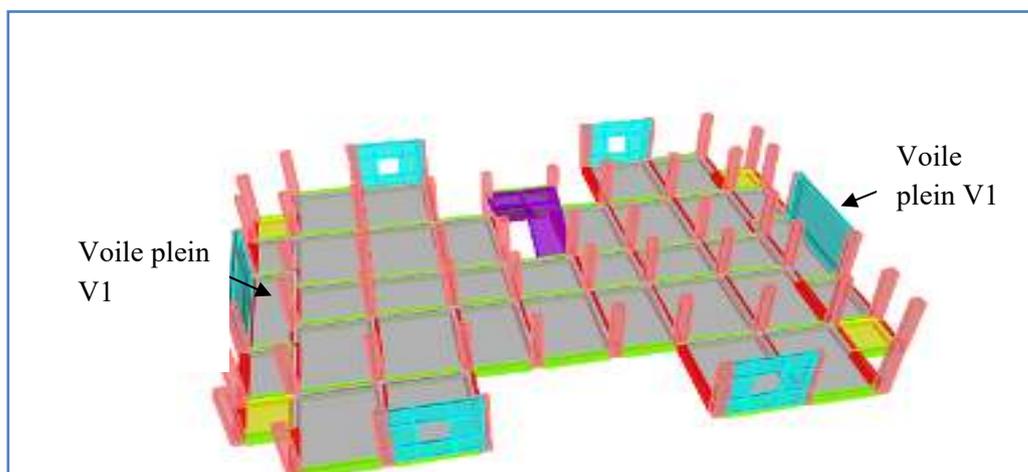


Figure VI.11. Disposition des voiles pleins

VI.4.5.1. Armatures verticales :

A. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Tableau V.20. Les données de calcul

| Situation durable | | Situation accidentelle | |
|------------------------|---------------------|------------------------|--------------------|
| Béton | Acier | Béton | Acier |
| $\gamma_b=1.5$ Mpa | $\gamma_s=1.15$ Mpa | $\gamma_b=1.15$ Mpa | $\gamma_s=1$ Mpa |
| $f_{c28}=25$ Mpa | FeE400 | $f_{c28}=25$ Mpa | FeE400 |
| $\sigma_{bc}=14.2$ Mpa | $\sigma_s=348$ Mpa | $\sigma_{bc}=18.5$ Mpa | $\sigma_s=400$ Mpa |

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant

Tableau. VI.21. Calcul des armatures verticales des voiles pleins

| Niveau | voile | S (cm ²) | N (KN) | M (KN.m) | situation | A _{calculé} (cm ²) | S _t (cm) | A _{choisie} (cm ²) |
|---------|-------|----------------------|-------------|-------------|-----------|-----------------------------------------|---------------------|-----------------------------------------|
| RDC | V1 | 17×54 0 | 1179.5 9 | 7493.7 9 | ACC | 22.3 | 15 | 2× (27HA12 =30.54) |
| 1 étage | V1 | 17×54 0 | 1036.8 4 | 5512.3 3 | ACC | 22.3 | 15 | 2× (27HA12 =30.54) |
| 2 étage | V1 | 17×54 0 | 878.62 | 4131.8 9 | ACC | 22.3 | 15 | 2× (27HA12 =30.54) |
| 3 étage | V1 | 17×54 0 | 652.74 | 2494.0 5 | ACC | 22.3 | 15 | 2× (27HA12 =30.54) |
| 4 étage | V1 | 17×54 0 | 446.58 | 1511.8 7 | ACC | 22.3 | 15 | 2× (27HA12 =30.54) |
| 5 étage | V1 | 17×54 0 | 201.32 | 466.67 | ACC | 22.3 | 15 | 2× (27HA12 =30.54) |

B. Vérification des armatures à ELS :

Après le choix des armatures verticales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :

Béton: La contrainte admissible du béton est donnée par la formule:

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa, et on doit vérifier que : } \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

Acier: on considère que la fissuration est préjudiciable, donc:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right] = 201.63 \text{ Mpa, et on doit vérifier que : } \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

Tableau .V.22.Vérification des armatures verticales selon la condition

| Niveau | voile | S (cm ²) | Achoisie(cm ²) | AMinRP A (cm ²) | AMin CBA (cm ²) | Vérification |
|---------|-------|----------------------|----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|--------------|
| RDC | V1 | 17×5 40 | 2× (27HA12 =30.54) | 13.7 7 | 9.1 8 | Vérifier |
| 1 étage | V1 | 17×5 40 | 2× (27HA12 =30.54) | 13.7 7 | 9.1 8 | Vérifier |
| 2 étage | V1 | 17×5 40 | 2× (27HA12 =30.54) | 13.7 7 | 9.1 8 | Vérifier |
| 3 étage | V1 | 17×5 40 | 2× (27HA12 =30.54) | 13.7 7 | 9.1 8 | Vérifier |
| 4 étage | V1 | 17×5 40 | 2× (27HA12 =30.54) | 13.7 7 | 9.1 8 | Vérifier |
| 5 étage | V1 | 17×5 40 | 2× (27HA12 =30.54) | 13.7 7 | 9.1 8 | Vérifier |

Tableau .V.23.Vérification des armatures a ELS des voiles pleins

| Niveau | Voile | S (cm ²) | N (KN) | M (KN.m) | A _{adoptée} (cm ²) | σ _b (Mpa) | σ̄ _b (Mpa) | σ _s (Mpa) | σ̄ _s (Mpa) | σ _b ≤ σ̄ _b σ _s ≤ σ̄ _s |
|----------|-------|----------------------|-------------|----------|-----------------------------------------|----------------------|-----------------------|----------------------|-----------------------|----------------------------------------------------------------------|
| RDC | V1 | 17×5 40 | 1178.8 8 | 126.82 | 30.5 4 | 1.3 | 15 | 19.3 | 201.63 | C.V |
| 1. étage | V1 | 17×5 40 | 1036.1 9 | 84.26 | 30.5 4 | 1.1 | | 16.6 | | |
| 2. étage | V1 | 17×5 40 | 878.06 | 58.03 | 30.5 4 | 0.9 | | 13.9 | | |
| 3. étage | V1 | 17×5 40 | 652.33 | 31.88 | 30.5 4 | 0.7 | 15 | 10.1 | 201.63 | C.V |
| 4. étage | V1 | 17×5 40 | 446.32 | 14.29 | 30.5 4 | 0.5 | | 6.8 | | |
| 5. étage | V1 | 17×5 40 | 201.21 | 21.07 | 30.5 4 | 0.2 | | 3.3 | | |

VI.4.5.2. Calcul des armateurs horizontaux:.

Tableau. VI.24.Calcul des armatures horizontales des voiles pleins

| Niveau | voile | e (cm) | h (cm) | V (KN) | τ_b (Mpa) | $\bar{\tau}$ (Mpa) | $S_{tadoptée}$ (cm ²) | $A_{choisie}$ (cm ²) |
|---------|----------------|--------|--------|---------|----------------|--------------------|-----------------------------------|----------------------------------|
| RDC | V ₁ | 17 | 339 | 1312.41 | 2.29 | 5 | 15 | 2× (23HA10 =18.06) |
| 1 étage | V ₁ | 17 | 288 | 1148.23 | 2.36 | 5 | 15 | 2× (20HA10 =15.17) |
| 2 étage | V ₁ | 17 | 288 | 1000.27 | 2.06 | 5 | 15 | 2× (20HA10 =15.17) |
| 3 étage | V ₁ | 17 | 288 | 713.93 | 1.47 | 5 | 15 | 2× (20HA10 =15.17) |
| 4 étage | V ₁ | 17 | 288 | 572.75 | 1.18 | 5 | 15 | 2× (20HA10 =15.17) |
| 5 étage | V ₁ | 17 | 288 | 245.75 | 0.56 | 5 | 15 | 2× (20HA10 =15.17) |

VI.4.5.3. Armatures transversales :

Les deux nappes d’armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Φ_t est tel que $\Phi_t \geq \frac{\phi_v}{3}$, ϕ_v étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles, voir le tableau suivant :

Tableau. VI.25.Diamètre des armatures transversales

| armatures longitudinales ϕ_v | Epingles Φ_t |
|-----------------------------------|-------------------|
| HA 8 à HA 16 | HA 6 |
| HA 20 | HA 8 |
| HA 25 | HA 10 |
| HA 32 | HA 12 |
| HA 40 | HA 14 |

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d’armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d’épingles au nombre 4 par m² au moins.

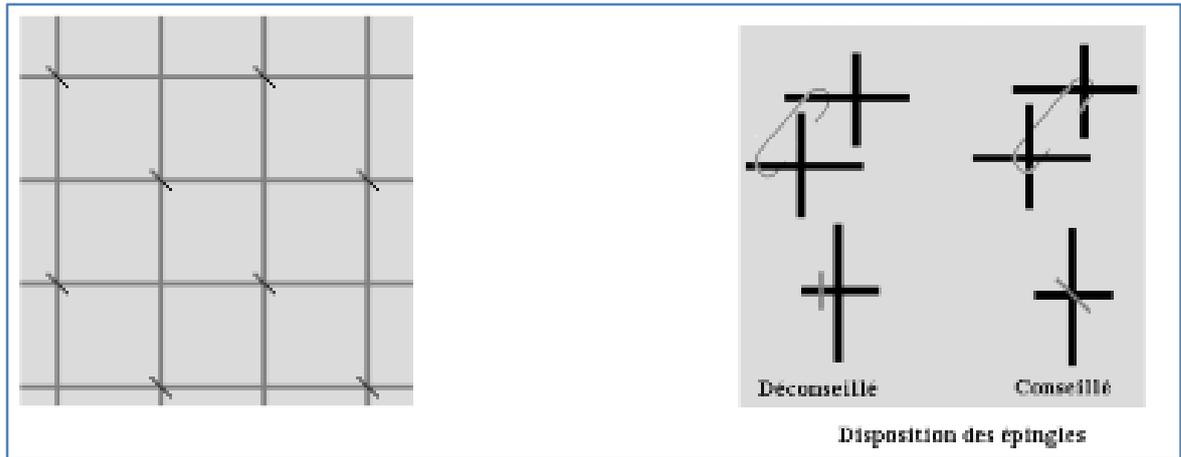


Figure VI.12. Les armatures transversales et les épingles des voiles

Toutes les longueurs de recouvrement sont : $L_r=40\phi=48 \text{ cm} \sim 50 \text{ cm}$.

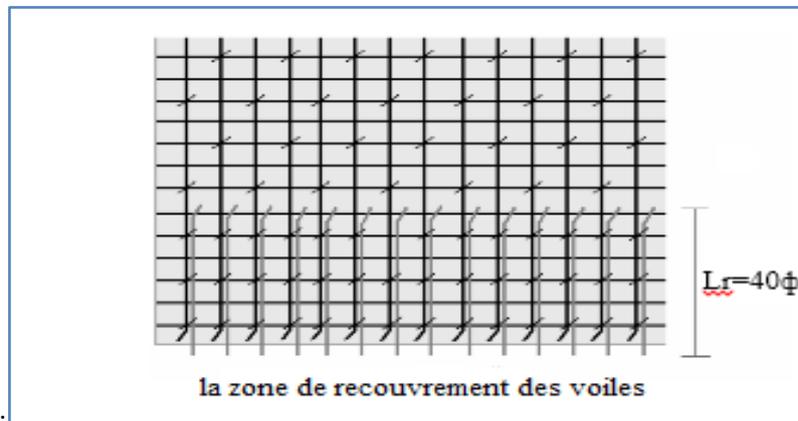


Figure VI.13. La zone de recouvrement des voiles

V.4.6. Ferrailage des voiles avec ouverture :

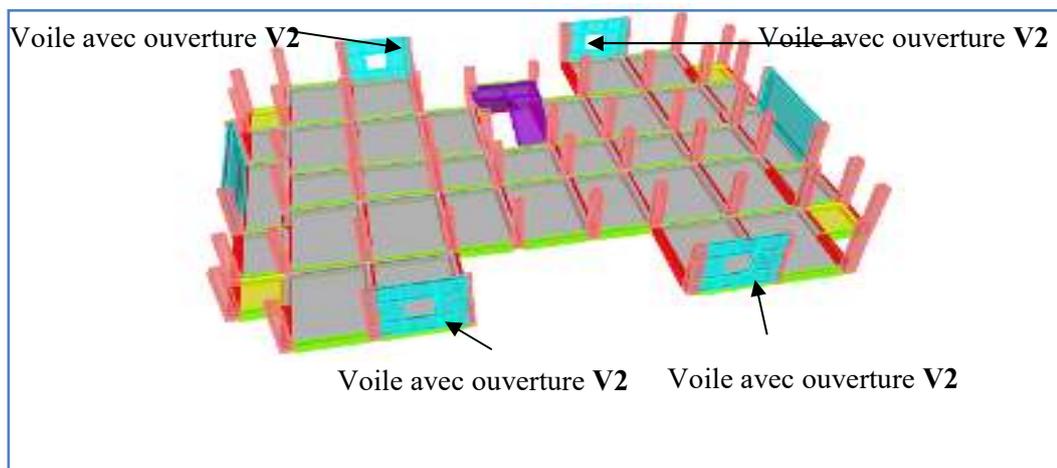


Figure VI.14. Disposition des voiles avec ouverture

VI.4.6.1. Les trumeaux :

A. Les armateurs verticaux :

Détermination des armatures a l'ELU :

Tableau. VI.26. Calcul des armateurs verticaux des trumeaux

| Niveau | voile | S (cm ²) | N (KN) | M (KN.m) | situation | A _{calculée} (cm ²) | S _t (cm) | A _{choisie} (cm ²) |
|---------|-------|----------------------|--------|----------|-----------|------------------------------------------|---------------------|-----------------------------------------|
| RDC | v2 | 17*330 | 805.30 | 141.91 | ACC | 9.9 | 15 | 2(9HA12)=10.18 |
| 1 étage | v2 | 17*330 | 663.11 | 106.75 | ACC | 9.9 | 15 | 2(9HA12)=10.18 |
| 2 étage | v2 | 17*330 | 528.35 | 77.97 | ACC | 9.9 | 15 | 2(9HA12)=10.18 |
| 3 étage | v2 | 17*330 | 325.28 | 43.98 | ACC | 9.9 | 15 | 2(9HA12)=10.18 |
| 4 étage | v2 | 17*330 | 197.82 | 34.24 | ACC | 9.9 | 15 | 2(9HA12)=10.18 |
| 5 étage | v2 | 17*330 | 70.18 | 13.72 | ACC | 9.9 | 15 | 2(9HA12)=10.18 |

Vérification des armatures à ELS :

Tableau. VI.27.Vérification des armatures a ELS des trumeaux

| Niveau | voile | S (cm ²) | N (KN) | M(KN.m) | A _{adoptée} (cm ²) | σ_b (Mpa) | $\bar{\sigma}_b$ (Mpa) | σ_s (Mpa) | $\bar{\sigma}_s$ (Mpa) | $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ |
|---------|-------|----------------------|--------|---------|-----------------------------------------|------------------|------------------------|------------------|------------------------|------------------------------------------------------------------|
| RDC | v2 | 17*330 | 212.16 | -12.45 | 10.18 | 0.6 | 15 | 8.5 | 202 | C.V |
| 1 étage | v2 | 17*330 | 194.96 | -2.03 | 10.18 | 0.5 | 15 | 7.1 | 202 | C.V |
| 2 étage | v2 | 17*330 | 172.27 | -12.33 | 10.18 | 0.5 | 15 | 7.1 | 202 | C.V |
| 3 étage | v2 | 17*330 | 127.11 | -3.29 | 10.18 | 0.3 | 15 | 4.8 | 202 | C.V |
| 4 étage | v2 | 17*330 | 89.71 | -3.99 | 10.18 | 0.2 | 15 | 3.5 | 202 | C.V |
| 5 étage | v2 | 17*330 | 36.31 | -5.47 | 10.18 | 0.1 | 15 | 1.7 | 202 | C.V |

B.Las armateurs horizontaux :**Tableau. VI.28.Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux**

| Niveau | voile | e (cm) | h (cm) | V (KN) | τ_b (Mpa) | $\bar{\tau}$ (Mpa) | $S_{\text{tadoptée}}$ (c m ²) | A_{choisie} (cm ²) |
|---------|-------|-----------|-----------|-----------|----------------|-----------------------|----------------------------------------------|-----------------------------------------|
| RDC | v2 | 17 | 339 | 119.37 | 0.2 | 5 | 15 | 2x(23HA10=18.06) |
| 1 étage | v2 | 17 | 288 | 93.74 | 0.19 | 5 | 15 | 2x(20HA10=15.71) |
| 2 étage | v2 | 17 | 288 | 67.23 | 0.14 | 5 | 15 | 2x(20HA10=15.71) |
| 3 étage | v2 | 17 | 288 | 41.41 | 0.08 | 5 | 15 | 2x(20HA10=15.71) |
| 4 étage | v2 | 17 | 288 | 34.00 | 0.07 | 5 | 15 | 2x(20HA10=15.71) |
| 5 étage | v2 | 17 | 288 | 15.93 | 0.03 | 5 | 15 | 2x(20HA10=15.71) |

VI.4.6.2. Les linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastées dans les trumeaux.

Recommandations réglementaires :

- Selon le CBA 93 [2]:
Même conditions que pour les poutres.
- Selon le RPA 99 Version 2003 [art7.7.2] [1] :
La contrainte limites de cisaillement : $\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où :

$$\tau_b = \frac{V}{b \cdot d} \quad \text{avec : } V = 1.4V_u \text{ calculé}$$

$$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$$

b_0 : épaisseur du linteau.

d : hauteur utile.

V_u : effort tranchant ultime.

Ferrailage : on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion : A_l
- Des aciers transversaux : A_t
- Des aciers en partie courante : A_c

Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06f_{c28}$) : Selon le RPA 99 Version 2003 [Art 7.7.3.1] [1] :

Aciers longitudinaux

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{f_e Z} \quad \text{avec : } Z = h - 2d'$$

M : moment du à l'effort tranchant.

h : hauteur totale du linteau.

d : distance d'enrobage.

Aciers transversaux :

On distingue deux cas :

$\lambda > 1$ (linteau long)

$\lambda = 1/h$ $\lambda < 1$ (linteau court)

a. linteau long $\lambda > 1$:

On a : $S_t \leq A_t f_{eT} \frac{Z}{L}$

S_t : espacement entre les armatures transversales.

A_t : section d'armatures transversales.

L : portée du linteau.

$$Z = h - 2 d'$$

b. linteau court $\lambda < 1$

On doit avoir : $S_t \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$

$T = \min (V_1 ; V_2)$ avec : $V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}}$; $V_2 = 2V_u$

M_{ci} , M_{cj} : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " L_{ij} ", On les calcule comme suit:

$$M_c = A_l . f_e . Z \quad \text{avec : } Z = h - 2 d'$$

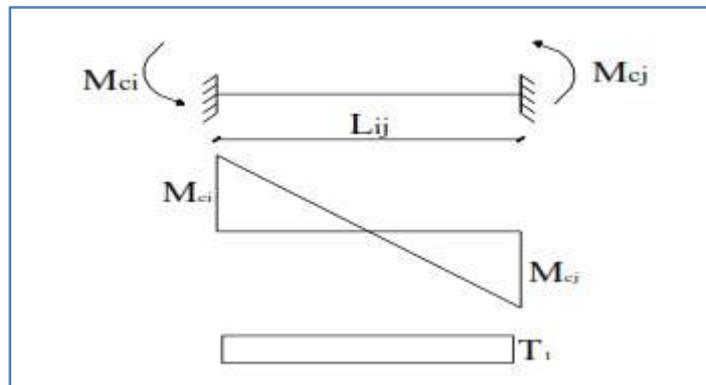


Figure VI.15. Moments et efforts tranchants dans les linteaux

Deuxième cas ($\tau_b > 0.06f_{c28}$) : selon le RPA 99 Version 2003 [Art 7.7.3.2] [1] :

Dans ce cas, il y a lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont reprissuivant des bielles diagonales " AD " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2\sin\alpha \cdot f_e} \quad \text{avec: } \tan\alpha = \frac{h-2d}{L}$$

$$V = Vu \quad (\text{sans majoration})$$

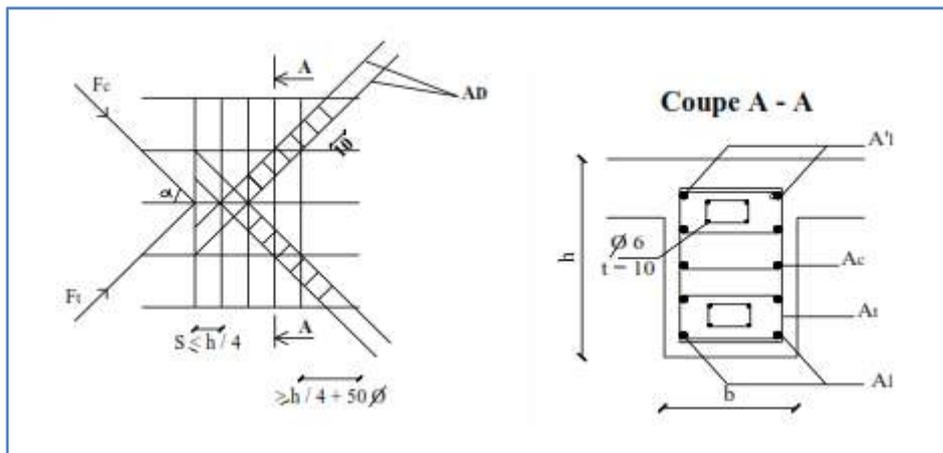


Figure VI.16. Armatures du linteau selon le RPA 99

- Ferraillage minimal : selon le RPA 99 Version2003 [Art 7.7.3.3] [1] :

On a :

$$A_l \geq 0.15\% b \cdot h$$

$$A_c \geq 0.20\% b \cdot h$$

$$A_D = 0 \quad \text{si } \tau_b \leq 0.06f_{c28}$$

$$A_D = 0.15\% b \cdot h \quad \text{si } \tau_b > 0.06f_{c28}$$

$$A_l \geq 0.15\% b \cdot s \quad \text{si } \tau_b \leq 0.06f_{c28}$$

$$A_l \geq 0.25\% b \cdot s \quad \text{si } \tau_b > 0.06f_{c28}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau. VI.29.Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux

| Niveau | voile | e (cm) | h (cm) | L (cm) | V (KN) | τ_b (Mpa) | M (KN.m) | $\tau_b \leq 0.06f_{c28}$ |
|-------------------------------------|----------------|--------|--------|--------|--------|----------------|----------|---------------------------|
| RDC - 1 ^{ère} | V ₂ | 17 | 234 | 120 | 674.04 | 2.64 | 0.62 | Traction/compression |
| 1 ^{ère} - 2 ^{ème} | V ₂ | 17 | 183 | 120 | 493.34 | 2.47 | 1.00 | Traction/compression |
| 2 ^{ème} - 3 ^{ème} | V ₂ | 17 | 183 | 120 | 399.92 | 2.00 | 1.41 | Traction/compression |
| 3 ^{ème} - 4 ^{ème} | V ₂ | 17 | 183 | 120 | 284.79 | 1.42 | 1.86 | Flexion simple |
| 4 ^{ème} - 5 ^{ème} | V ₂ | 17 | 183 | 120 | 182.72 | 0.91 | 1.49 | Flexion simple |

Tableau. VI.30.Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux

| Niveau | A calculé(cm ²) | | | | St (cm) | A choisie(cm ²) | | | |
|-------------------------------------|-----------------------------|------|------|------|---------|-----------------------------|----------------|----------------|------------|
| | Ad | Al | At | AP | | Ad | Al | At | AP |
| RDC -1 ^{ère} | 9.47 | 5.97 | 0.46 | 7.96 | 15 | 9HA12= 10.18 | 6HA12= 6.79 | 2HA10= 1.58 | 8HA12=9.05 |
| 1 ^{ère} - 2 ^{ème} | 7.37 | 4.67 | 0.64 | 6.22 | 15 | 7HA12= 7.92 | 5HA12= 5.65 | 2HA10= 1.58 | 7HA12=7.92 |
| 2 ^{ème} - 3 ^{ème} | 5.98 | 4.67 | 0.64 | 6.22 | 15 | 6HA12= 6.79 | 5HA12= 5.65 | 2HA10= 1.58 | |
| 3 ^{ème} - 4 ^{ème} | - | 1.04 | 1.58 | - | 15 | - | 2HA10= 1.58 | 2HA10= 1.58 | - |
| 4 ^{ème} - 5 ^{ème} | - | 1.03 | 1.58 | - | 15 | - | 2HA10= 1.58 | 2HA10= 1.58 | - |

- A_d : armature diagonales.
- A_l : armature longitudinale.
- A_t : armature transversale.
- A_p : armature de peau.

**ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE**

VII.1. Introduction

Une fondation est constituée par des semelles en béton armé qui assure l'encastrement de la structure dans le sol. La semelle est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et les charges d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les caractéristiques mécaniques du sol varient avec les conditions climatiques sur le premier mètre.

La profondeur (ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol σ_{sol} ainsi que des caractéristiques de ce sol (sol humide, compressible, gonflant, poreux...). La distance minimale entre la sous face de la semelle et le niveau 0,0 m peut être de 80 cm à 1m.

Pour ne pas perdre la saucisse du béton (ciment + eau), la semelle de fondation doit être posée sur une plateforme dure pour cela on pose sur le sol une couche de gros béton (béton de propreté de 10 cm d'épaisseur, la semelle de fondation viendra se reposer sur le gros béton.

VII.2. Type de la fondation

Les fondations peuvent être classées en 3 types :

- a. Fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers)
- b. Fondations semi profondes (puits en béton non armé)
- c. Fondations profondes (pieux)

On dispose dans la pratique d'une grande diversité de fondations parmi lesquelles on devra faire notre choix en tenant compte de plusieurs facteurs comme l'hétérogénéité du sol, les mouvements de nappe phréatique, la diversité des modes d'exécution, l'influence des bâtiments déjà existants sur le sol sous-jacent qui contribuent à la complexité des problèmes de fondations. La solution doit vérifier deux conditions :

- Le coefficient de sécurité vis-à-vis de rupture doit être suffisant ; le calcul des fondations est un calcul à la rupture.
- Les tassements doivent être admissibles pour ne pas endommager le bâtiment. Les tassements différentiels sont la cause la plus fréquente d'incident pour la structure. Un même tassement différentiel aura des conséquences plus ou moins graves selon la nature de la construction, d'autre part le tassement dépend de la rigidité de la construction qui intervient sur la répartition des efforts au niveau de la fondation.

VII.3. Connaissance du site et du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le rapport du sol donne les informations suivantes :

- il s'agit d'un sol de nature argileuse
 - De faible humidité et moyenne compacité $W=13.34\%$.
 - peu plastique.
 - De moyenne compressibilité
 - Peu gonflant
 - De bonne cohésion $c=0.80$ bars.
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle.
- Le taux de carbonates est faible.

VII.4. Choix du type de fondation :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- L'exigence économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les fondations seront de 3 natures

- Semelles isolées.
- Semelles filantes sous voiles.
- Semelles filantes sous poteaux.

VII.4.1. Calcul des semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a

sur b $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour notre structure, nous avons des poteaux carrés : $a = b$ donc $A = B \Rightarrow S = A^2$

S est déterminé par: $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où : $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

Avec : $A = \sqrt{S}$

Par la méthode des bielles on détermine le ferrailage comme suit :

$$A_a = N. \frac{A-a}{8.d_a.\sigma_s}$$

$$A_b = N. \frac{B-b}{8.d_b.\sigma_s}$$

L'espace est le suivant : $S_a = \frac{B-2(e+\phi_b+\frac{\phi_a}{2})}{n_a-1}$; $S_b = \frac{A-2(e+\frac{\phi_b}{2})}{n_b-1}$

VII.4.1.1. Dimensionnement des semelles isolées:

Tableau.VII.1. Dimensionnement des semelles isolées .

| Semelle | N _{ser} (KN) | σ _s (bar) | A(m) | B(m) | A _{choisie} (m) | B _{choisie} (m) | h(m) | d(m) |
|-----------------|--------------------------|----------------------|------|------|--------------------------|--------------------------|------|------|
| S ₁ | 375.2 | 2.4 | 1.25 | 1.25 | 1.5 | 1.5 | 0.31 | 0.26 |
| S ₂ | 325.52 | 2.4 | 1.16 | 1.16 | 1.5 | 1.5 | 0.31 | 0.26 |
| S ₃ | 740.6 | 2.4 | 1.75 | 1.75 | 2.00 | 2.00 | 0.44 | 0.39 |
| S ₄ | 719.89 | 2.4 | 1.73 | 1.73 | 2.00 | 2.00 | 0.44 | 0.39 |
| S ₅ | 840.6 | 2.4 | 1.87 | 1.87 | 2.00 | 2.00 | 0.44 | 0.39 |
| S ₆ | 682.53 | 2.4 | 1.68 | 1.68 | 2.00 | 2.00 | 0.44 | 0.39 |
| S ₇ | 755.13 | 2.4 | 1.77 | 1.77 | 2.00 | 2.00 | 0.44 | 0.39 |
| S ₈ | 754.35 | 2.4 | 1.77 | 1.77 | 2.00 | 2.00 | 0.44 | 0.39 |
| S ₉ | 741.02 | 2.4 | 1.75 | 1.75 | 2.00 | 2.00 | 0.44 | 0.39 |
| S ₁₀ | 719.54 | 2.4 | 1.73 | 1.73 | 2.00 | 2.00 | 0.44 | 0.39 |
| S ₁₁ | 375.29 | 2.4 | 1.25 | 1.25 | 1.5 | 1.5 | 0.31 | 0.26 |
| S ₁₂ | 316.24 | 2.4 | 1.16 | 1.16 | 1.5 | 1.5 | 0.31 | 0.26 |

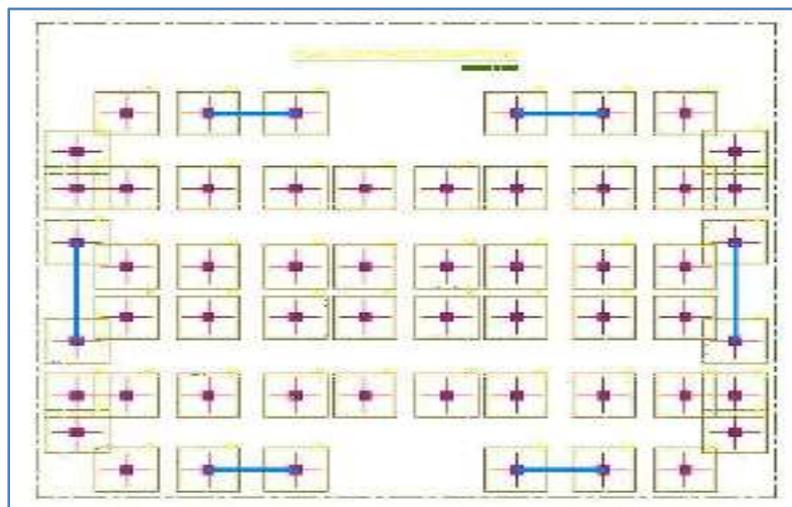


Figure VII.1. Disposition des semelles isolées

VII.4.2. Calcul des semelles filantes :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous:

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

VII.4.2.1 Ferrailage des semelles filantes

Le calcul de ferrailage est fait pour 1m de largeur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats.

Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

- Armatures principales :

$$A=N \left(\frac{B-b}{8.d.\sigma_s} \right) \quad ; \quad ESP = \frac{A-2e-\emptyset}{(n-1)}$$

Avec :

n: étant le nombre de barres

$[\sigma_s] = 348\text{MPa}$ à l'ELU : en situation durable.

$[\sigma_s] = 202\text{MPa}$ à l'ELS.

Les résultats de ferrailage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 2.Armatures principales des semelles filantes

| Semelle | $N_u/ml(KN)$ | M_U/ml (KN.m) | $A_{u,calculée}$ (cm^2) | A/ml (cm^2) | $A_{choisie}$ (cm^2) | ESP (cm) |
|---------|--------------|--------------------|--------------------------------|----------------------|-----------------------------|-------------|
| SFA | 1968.54 | 25.04 | 29.05 | 3.72 | 5HA12=5.65 | 15 |
| SF1 | 4071.95 | 2.57 | 58.58 | 3.48 | | |
| SF2 | 3871.15 | 3.18 | 55.71 | 2.65 | | |
| SF3 | 4696.5 | 3.35 | 67.58 | 3.21 | | |
| SF4 | 4682.9 | 3.37 | 67.38 | 3.20 | | |
| SF5 | 3869.08 | 7.46 | 55.81 | 4.36 | | |

- Armatures de répartition :

$$A_{rép} = \frac{A(cm^2).B(m)}{4} \quad ; \quad ESP = \frac{B-2e-\emptyset}{(n-1)}$$

Tableau VII.3. Armatures de répartition de la semelle filante

| Semelle | $A_{répartition}(cm^2)$ | ESP (cm) |
|---------|-------------------------|----------|
| SF | 5HA12=5.65 | 20 |

VII.4.2.3. Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence est $\tau_s = 2.8$ MPa.

La longueur de scellement est égale à : $l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s}$

- $l_s \geq \frac{B}{4}$: ancrage courbe.
- $\frac{B}{8} \leq l_s \leq \frac{B}{4}$: ancrage courbe ou rectiligne.
- $l_s \leq \frac{B}{8}$: on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de $0.71B$.

Tableau VII.4. Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes

| Semelle | ϕ (mm) | L_s (cm) | B/8 (cm) | B/4 (cm) | Ancrage |
|---------|-------------|------------|----------|----------|---------|
| SF | 12 | 42.8 | 17.5 | 35 | Courbe |

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes (crochets).

VII.4.2.4. Vérification de la stabilité au renversement : [1] [Art 10.1.5]

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) 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 ($e_0 = M/N \leq B/4$).

Tableau VII.5. Vérification de la stabilité au renversement

| Semelle | N_u (KN) | M_u (KN.m) | e_0 (m) | B(m) | B/4 (m) | $e_0 \leq B/4$ |
|---------|------------|--------------|-----------|------|---------|----------------|
| SFA | 1968.54 | 617.45 | 0.31 | 1.4 | 0.35 | V |
| SF1 | 3738.95 | 1088.96 | 0.29 | | | V |
| SF2 | 3871.15 | 3.18 | 0.0008 | | | V |
| SF3 | 4696.5 | 3.35 | 0.0007 | | | V |
| SF4 | 4682.9 | 3.37 | 0.0007 | | | V |
| SF5 | 3869.08 | 7.46 | 0.0019 | | | V |

VII.5. Ferrailage des poutres de libage :

VII.5.1. Dimensionnement :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera

déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoit l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e ; l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{k.b}}$$

Avec :

E : Module de déformation du béton ;

L : La plus grande travée dans la fille ;

K : Coefficient de réduction du sol (K = 4) ;

I : Moment d'inertie de la semelle $I = \frac{b.hp^3}{12}$;

hp : la hauteur de la poutre de libage $h_p = \sqrt[3]{\frac{48.L^4.K}{\pi^4.E}}$

Tableau VII.6. Dimensionnement de la poutre de libage

| Poutre de libage | b(m) | l(m) | h(m) | I(cm ⁴) | $\frac{\pi}{2} l_e$ | $l \leq \frac{\pi}{2} l_e$ |
|------------------|------|------|------|---------------------|---------------------|----------------------------|
| PL1 | 0.45 | 3.30 | 0.7 | 1286250 | 4.86 | OUI |
| PL2 | 0.45 | 4.3 | 0.7 | 1286250 | 4.86 | OUI |
| PL3 | 0.45 | 4.3 | 0.7 | 1286250 | 4.86 | OUI |
| PL4 | 0.45 | 4.3 | 0.7 | 1286250 | 4.86 | OUI |
| PL5 | 0.45 | 4.3 | 0.7 | 1286250 | 4.86 | OUI |

Pour déterminer le ferrailage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m²) par la formule suivante : $q \leq \frac{\sum N}{L}$

Avec :

Ni: la somme des efforts normaux.

L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (KN/m). Les valeurs de q sont représentée dans le tableau suivant :

Tableau VII.7. Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

| Poutre de libage | $\sum N$ (ELU) KN | $\sum N$ (ELS) KN | L (m) | q _u (KN/m ²) | q _{ser} (KN/m ²) |
|------------------|----------------------|-------------------|---------|----------------------------------------|---------------------------------------|
| PL1 | 3738.95 | 2992.25 | 16.8 | 222.56 | 178.11 |
| PL2 | 3871.15 | 1968.54 | 1507.01 | 184.34 | 134.87 |
| PL3 | 4696.5 | 3427.64 | 21 | 223.64 | 163.22 |
| PL4 | 4682.9 | 3425.69 | 21 | 223.00 | 163.12 |
| PL5 | 3869.08 | 2830.99 | 12.8 | 302.27 | 221.17 |

VII.5.2.Calcul des moments :

Aux appuis :

$$\text{À l'ELU: } M_a = - \frac{q_u \cdot (l_w^2 + \gamma l_e^2)}{8.5 \cdot (1 + \gamma)}$$

$$\text{À l'ELS : } M_a = - \frac{q_{ser} \cdot (l_w^2 + \gamma l_e^2)}{8.5 \cdot (1 + \gamma)}$$

En travées :

$$\text{À l'ELU: } M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

$$\text{À l'ELS : } M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

Tableau VII.8. Détermination des moments de la poutre de libage

| Poutre de libage | ELU | | ELS | |
|------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| | M _a (kN.m) | M _t (kN.m) | M _a (kN.m) | M _t (kN.m) |
| PL1 | 368.77 | 442.46 | 295.12 | 354.09 |
| PL2 | 198.20 | 227.85 | 145.01 | 166.70 |
| PL3 | 240.46 | 276.42 | 175.5 | 201.74 |
| PL4 | 239.77 | 275.63 | 175.39 | 201.62 |
| PL5 | 325.01 | 373.61 | 237.81 | 273.37 |

VII.5.3 Armatures longitudinales :

- Calcul à l'ELU:

La poutre de libage travaille en flexion simple. $d = h - e - \frac{\varphi}{2}$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{b.b} \cdot d^2} ;$$

On a $\mu \leq \mu l = 0.392$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.9. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

| Elément | | Mu(KN.m) | D(cm) | A(cm ²) | A'(cm ²) | Choix |
|---------|--------|----------|-------|---------------------|----------------------|-------------|
| PL1 | Travée | 442.46 | 67 | 18.99 | 00 | 7HA20=21.99 |
| | appui | 368.77 | 67 | 15.91 | 00 | 6HA20=18.85 |
| PL2 | Travée | 227.85 | 67 | 10.20 | 00 | 4HA20=12.47 |
| | appui | 198.20 | 67 | 8.81 | 00 | 3HA20=9.42 |
| PL3 | Travée | 276.42 | 67 | 12.44 | 00 | 4HA20=12.47 |
| | appui | 240.46 | 67 | 10.76 | 00 | 4HA20=12.47 |
| PL4 | Travée | 275.63 | 67 | 12.40 | 00 | 4HA20=12.47 |
| | appui | 239.77 | 67 | 10.73 | 00 | 4HA20=12.47 |
| PL5 | Travée | 373.61 | 67 | 17.22 | 00 | 6HA20=18.85 |
| | appui | 325.01 | 67 | 14.79 | 00 | 5HA20=15.71 |

- Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration préjudiciable :

$$[\sigma_b] = 15 \text{Mpa}$$

$$[\sigma_s] = 201.6 \text{Mpa}$$

Tableau VII.10. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

| Elément | | Mser(KN.m) | A(cm ²) | A' | Choix |
|---------|--------|------------|---------------------|------|-------------|
| PL1 | Travée | 354.09 | 26.32 | 0.00 | 9HA20=28.27 |
| | appui | 295.12 | 21.94 | 0.00 | 7HA20=21.99 |
| PL2 | Travée | 166.70 | 12.36 | 0.00 | 4HA20=12.57 |
| | appui | 145.01 | 10.75 | 0.00 | 4HA20=12.57 |
| PL3 | Travée | 201.74 | 14.96 | 0.00 | 5HA20=15.71 |
| | appui | 175.5 | 13.02 | 0.00 | 5HA20=15.71 |
| PL4 | Travée | 201.62 | 14.96 | 0.00 | 5HA20=15.71 |
| | appui | 175.39 | 13.01 | 0.00 | 5HA20=15.71 |
| PL5 | Travée | 273.37 | 20.30 | 0.00 | 7HA20=21.99 |
| | appui | 237.81 | 17.66 | 0.00 | 6HA20=18.85 |

VII.5.4. Armatures de peau :

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 70 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. $A_p = 3 * 1.2 = 3.6 \text{cm}^2$, donc on adopte 4HA12=4.52cm².

VII.5.5. Armatures transversales :

Tableau VII.11. Calcul des armatures transversales de la poutre de libage

| Elément | Vu(KN) | τ_u | [τ_u] | A _t (cm ²) | Choix | |
|---------|--------|----------|--------------|-----------------------------------|-------------|---------------|
| | | | | | Zone nodale | Zone courante |
| PL1 | 600.91 | 1.99 | 2.5 | 6HA8=3.02 | 10 | 15 |
| PL2 | 396.33 | 1.22 | 2.5 | 6HA8=3.02 | 10 | 15 |
| PL3 | 480.82 | 1.59 | 2.5 | 6HA8=3.02 | 10 | 15 |
| PL4 | 479.45 | 1.59 | 2.5 | 6HA8=3.02 | 10 | 15 |
| PL5 | 649.88 | 2.15 | 2.5 | 6HA8=3.02 | 10 | 15 |

VII.6.ferraillage des longrines :Selon le RPA 99 version 2003 [Art 10.1.1] [2]

a) Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarités par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

b) Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :25 cm x 30 cm :
Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à : $F = (N / \alpha) \geq 20 \text{ KN}$

Avec :

N = à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarités.

α = coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

La section choisie : 30*40 cm²

Matériaux :

Situation durable

Béton : $\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1.5$

Acier: FeE 400; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; FeE 400; $\gamma_s = 1.15$

Situation accidentelle :

Béton : $\sigma_{bc} = 18.48 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1.5$

Acier:FeE400; $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1$

VII.6.1.Recommandation des règlements :

- Selon le RPA 99 version 2003 [Art 10.1.1] [3] :

Le ferrailage minimum doit être de 0.6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15Ø1).

- Selon le CBA93 [A.7.1.2] [1]

La section des armatures longitudinales est : $A \geq A_{min} = \frac{b.h}{1000}$

$$S_t \leq \min [0.9d ; 40cm]$$

$$\frac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0.4 \text{ Mpa}$$

$$\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{c28}.k)}{0.9f_e (\cos\alpha + \sin \alpha)}$$

Avec $K=1, \alpha=90^0$

Le diamètre des armatures transversales (A.6.4.2) est donné par : $\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right]$

VII.6.2. Ferrailage à l'Etat Limite Ultime :

- **Armatures longitudinales :**

$$F = (N / \alpha) \geq 20 \text{ KN} \quad \text{avec : } \alpha=10$$

$$A = (F / \sigma_s)$$

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferrailage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau VII.12.Ferrailage longitudinal des longrine

| B (cm ²) | N _u (KN) | F(KN) | A _{calculée} (cm ²) | A _{choisie} (cm ²) | A _{Min} CBA (cm ²) | A _{Min} RPA (cm ²) | Vérificat |
|----------------------|---------------------|--------|------------------------------------------|-----------------------------------------|-----------------------------------------|-----------------------------------------|-----------|
| 30*40 | 1151.62 | 115.16 | 3.31 | 6HA14=9.23 | 1.2 | 7.2 | V |

VII.6.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$$\sigma_s = F / A_{choisie}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right] = 201.63 \text{ Mpa, et on doit vérifier que : } \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

Tableau .VII.13.Vérification de contrainte à l'ELS des longrines

| B (cm ²) | N _{ser} (KN) | F(KN) | A _{adoptée} (cm ²) | σ _s Mpa | σ̄ _s Mpa | σ _s ≤ σ̄ _s |
|----------------------|-----------------------|-------|-----------------------------------------|--------------------|---------------------|----------------------------------|
| 30*40 | 840.6 | 84.06 | 9.23 | 91.07 | 201.63 | CV |

VII.6.4.Calcul des armatures transversales :

- L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235.
- Le diamètre des armatures transversales est donné par : $\phi_t \leq \min [h/35; b/10]$
Selon le CBA93 [Art A.6.4.2]
- L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :
 - Selon le RPA 99 version 2003 [Art 7.5.2.2] [4] :

$$S_t = \min [h/4 ; 12\phi_t] \quad [\text{Zone nodale}]$$

$$S_t \leq h/2 \quad [\text{Zone courant}]$$

$$S_t \leq \frac{A_t}{0.003 \times b}$$

Selon le CBA93 [Art A.5.1.2.2] [2]

- $S_t = \min [0.9d ; 40\text{cm}]$
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4 \text{ Mpa}$
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{c28} \cdot K)}{0.9f_e(\cos \alpha + \sin \alpha i)}$

- Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements(S_t) pour chaque poutre sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau .VII.14. Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines

| B (cm ²) | CBA 93 | | RPA 99 | | | St adopté (cm) | | A _t choisie (cm ²) |
|----------------------|---------------------|-----------------------------------|---------------------------------|----------------------------------|-----------------------------------|-------------------------|-----------------------------|-------------------------------------------|
| | S _t (cm) | A _t (cm ²) | S _t (nodale) (cm) | S _t (courant) (cm) | A _t (cm ²) | S _t (nodale) | S _t (courant) | |
| 30*30 | 24.75 | 1.26 | 7.5 | 15 | 0.675 | 10 | 15 | 4Ø8 =2.01 |

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- La bonne disposition des voiles, dépend de plusieurs facteurs notamment ; les contraintes architecturales.
- La modélisation en tenant compte des éléments secondaires fait que la rigidité de la structure modélisée n'est pas sous-estimée.
- La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-delta).
- Afin d'éviter le risque de cisaillement des poteaux courts ; ces derniers ont été ferrillés conformément aux exigences RPA dans le sens transversal.
- Afin d'éviter la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux avant les poutres, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Référence bibliographique

Documents réglementaires

- [1] Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003
- [2] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93
- [3] Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

Manuels techniques

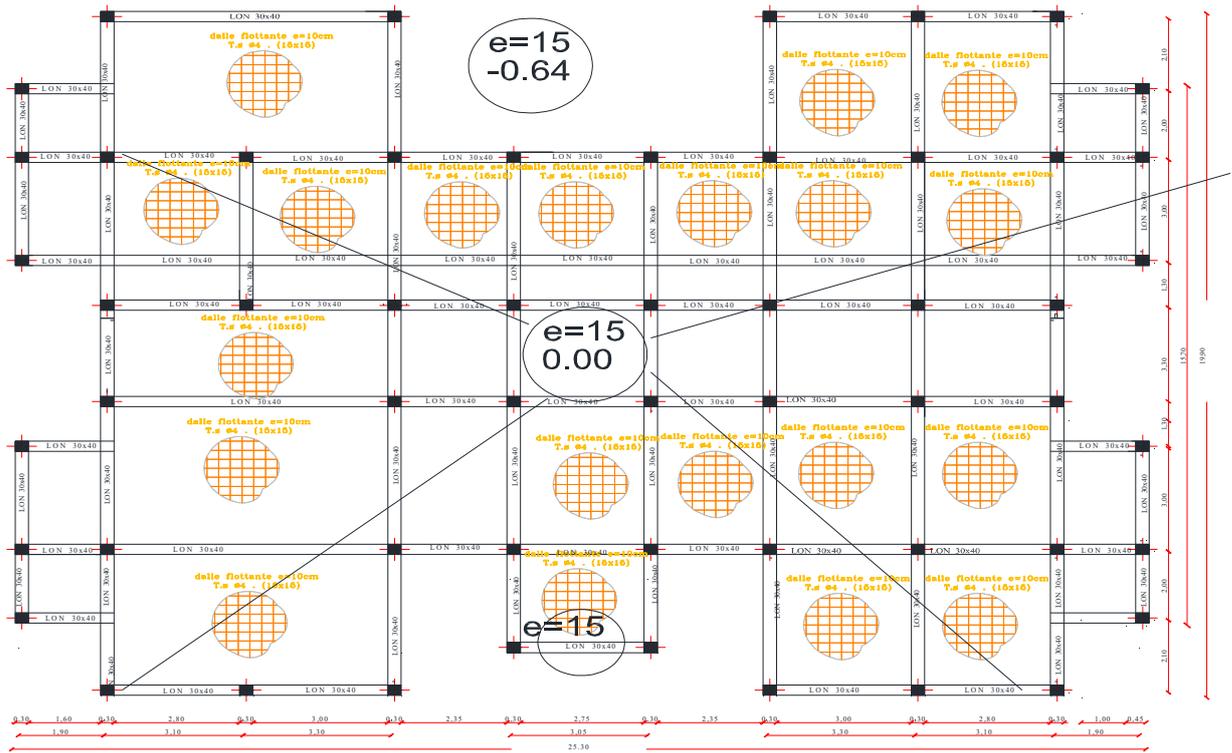
- [4] SEBBACHE MOHAMED LAMINE ; RAHIM MOHAMMED LAMINE : ETUDE D'UN BATIMENT EN (RDC+5 ETAGES) A USAGE MULTIPLE CONTREVENTE PAR DES VOILES PORTEURS), MEMOIRE MASTER DE FIN D'ETUDE ,2017/2018.
- [5] HAMCHAOUI NAIMA ; AMIRAT ZAHOU : ETUDE D'UN BATIMENT (R+11+SOUS SOL) A USAGE D'HABITATION ET BUREAUX CONTREVENTE PAR UN SYSTEME MIXTE (VOILES- PORTIQUES), MEMOIRE MASTER DE FIN D'ETUDE ,2015/2016

Logiciels

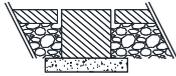
- ROBOT EXPERT 2010.
- AUTOCAD 2013.

ANNEXES

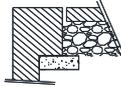
Annexe : 1



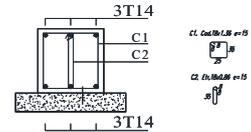
COUPE 2-2



COUPE 1-1

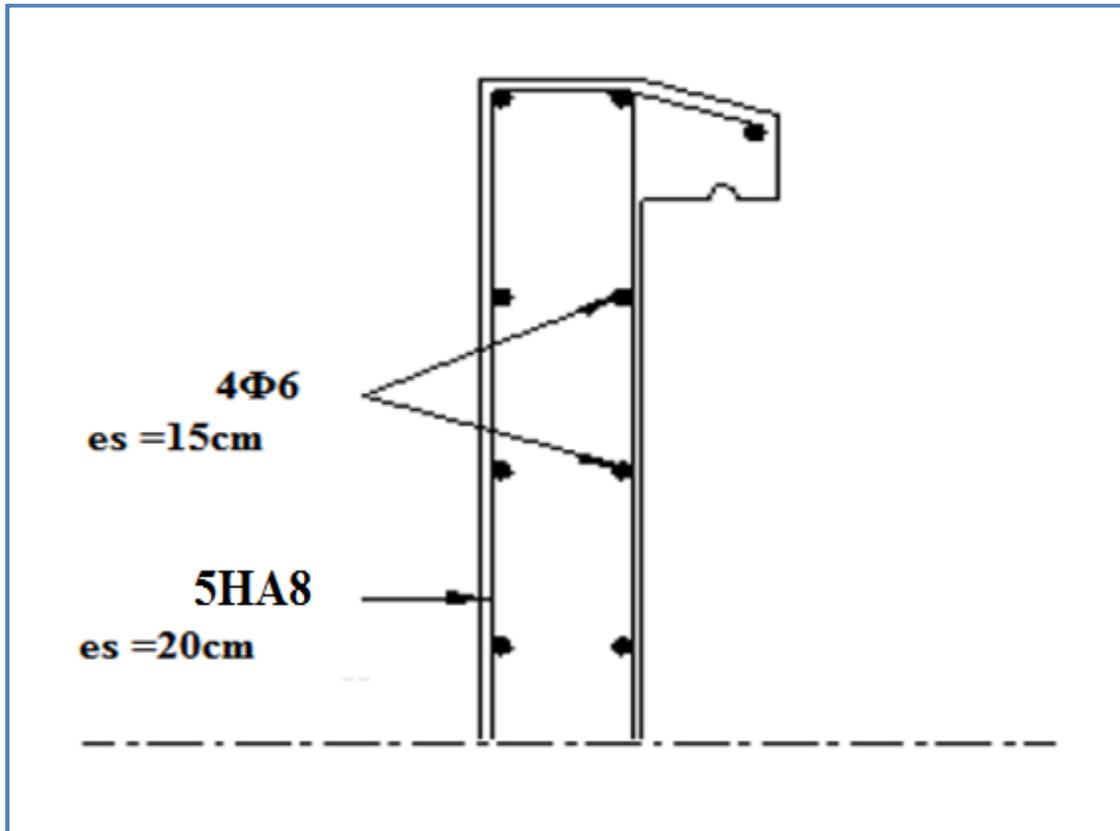


FERRAILLAGE DES LONGRINES (30x40)



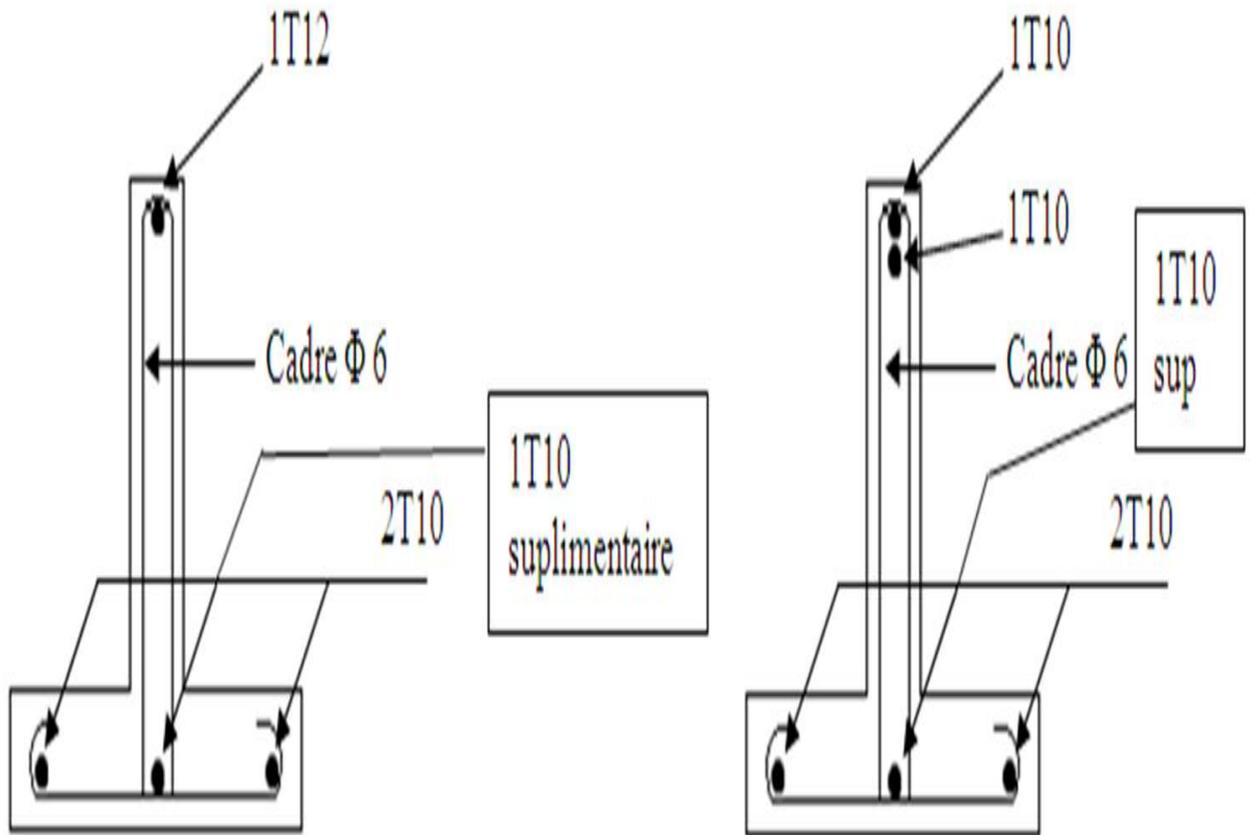
PLAN DE RDC

Annexe : 3



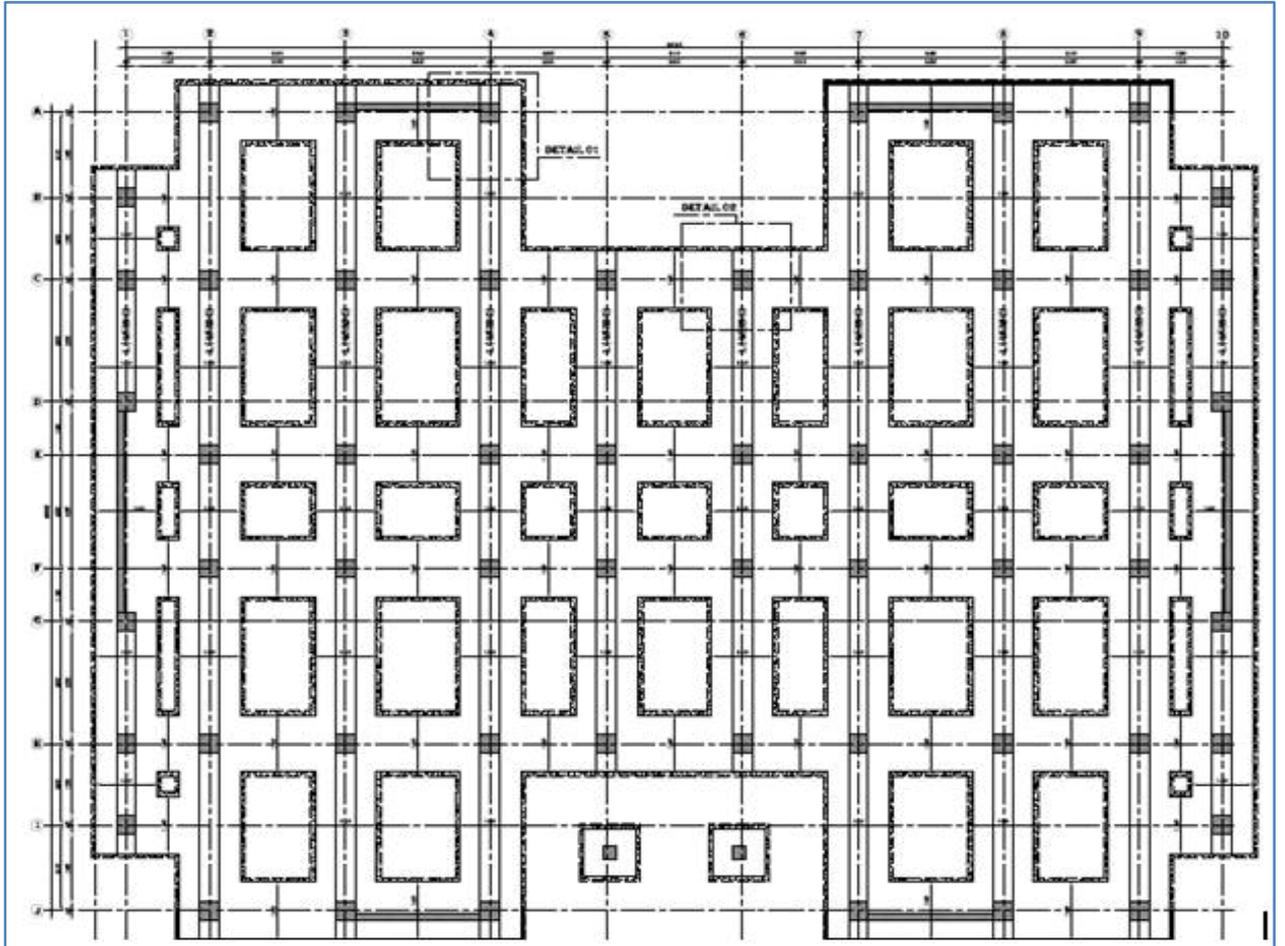
Ferrailage de l'acrotère

Annexe : 4



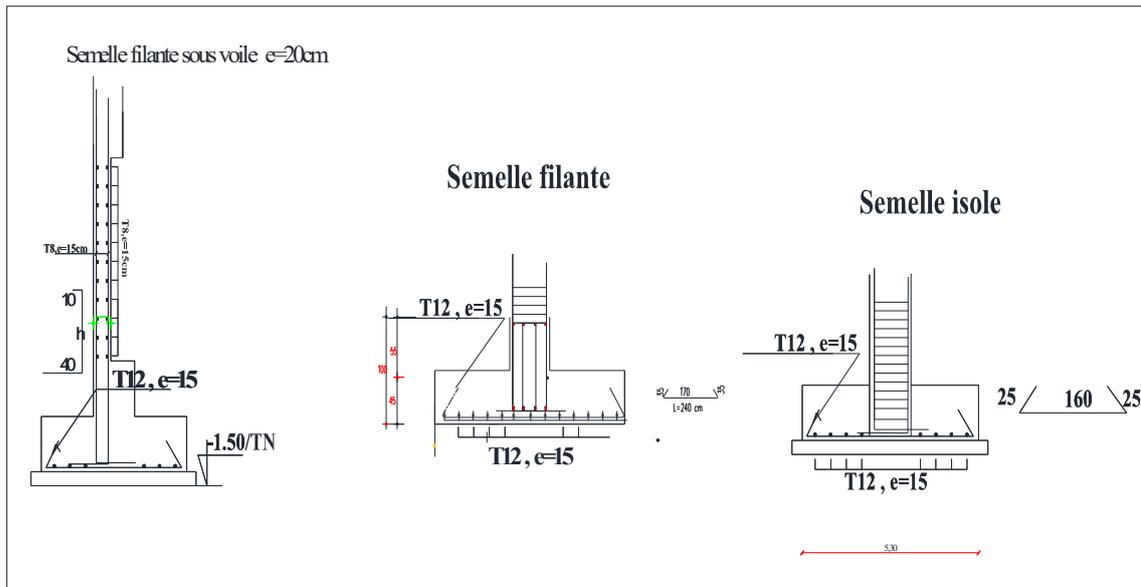
Ferrailage des poutrelles

Annexe : 5



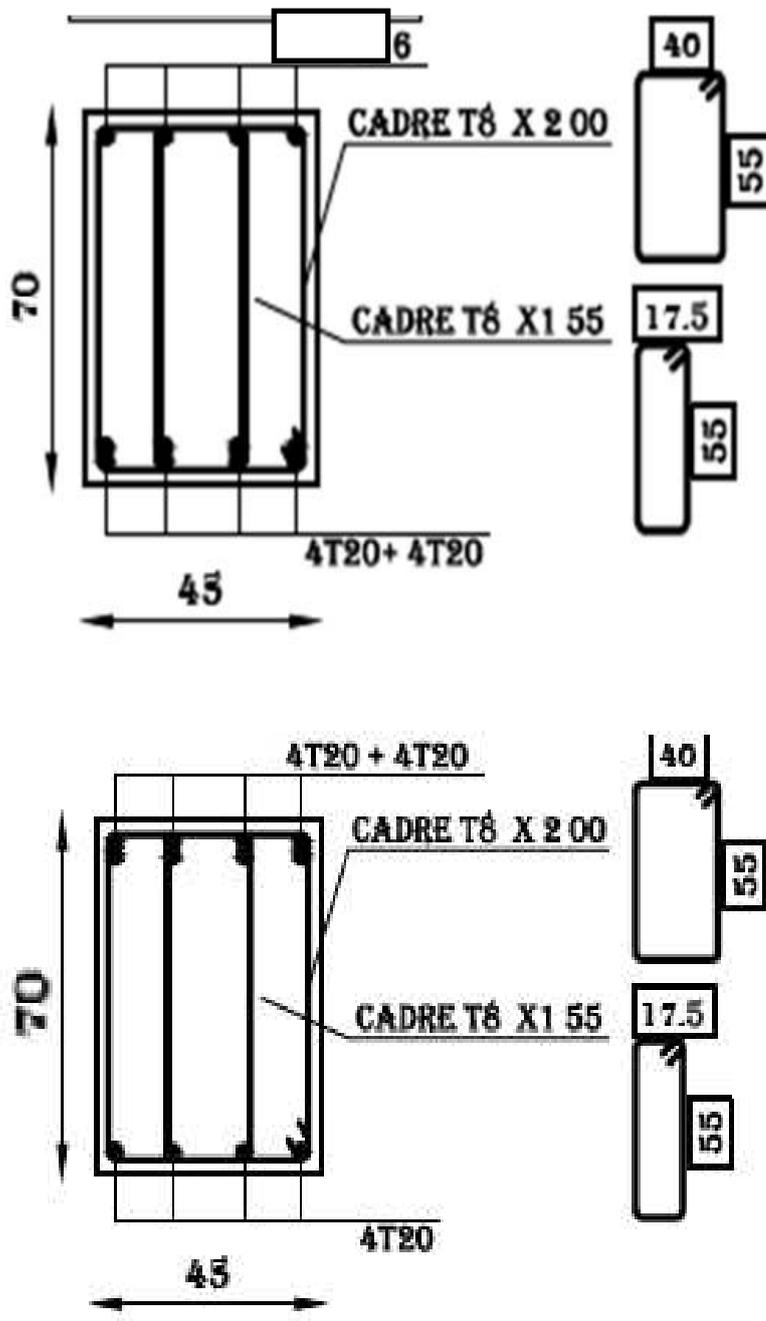
Proposition finale des semelles

Annexe : 6



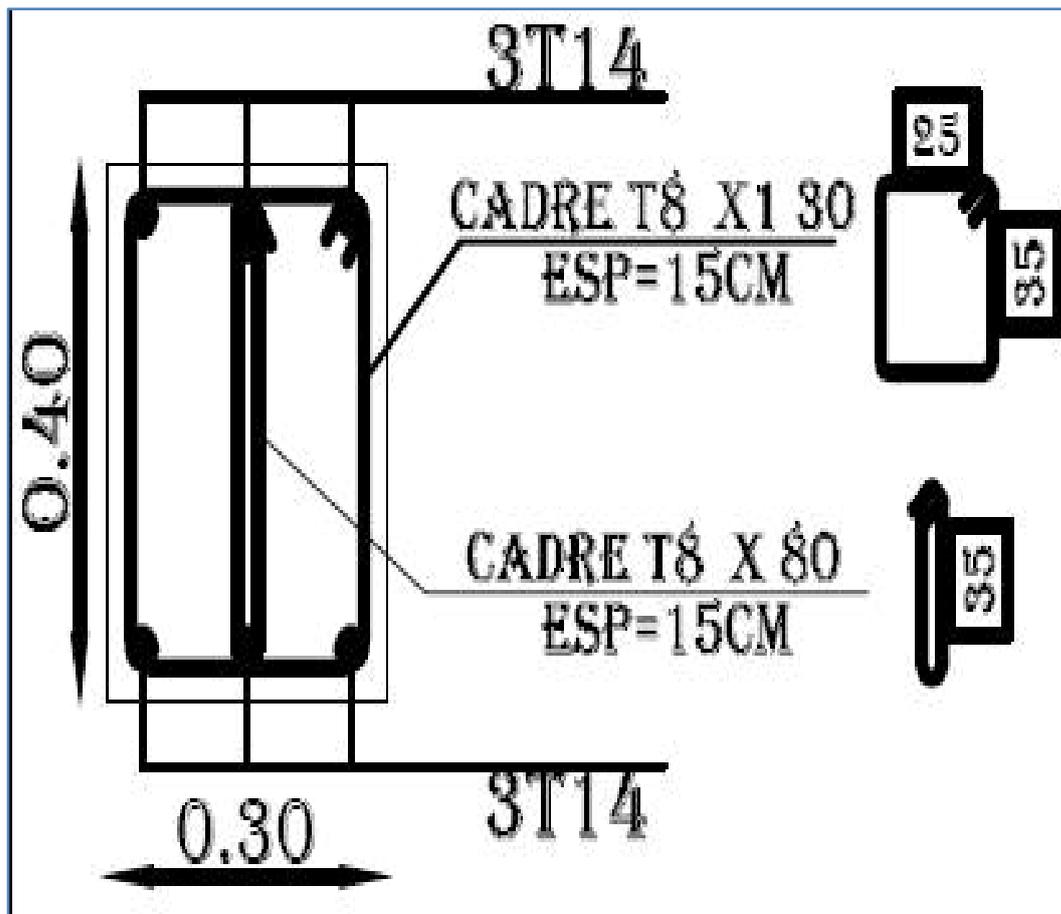
Ferrailage des semelles

Annexe : 7



Ferrailage de la poutre de libage

Annexe : 8



Ferrailage des longrines