

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

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



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

Mémoire de Master

Filière : Génie civil

Spécialité : structure

Thème

Calcul d'un bâtiment(R+09) en Béton Armé à usage
D'habitation Contreventement mixte

Nom et Prénom de l'étudiant :

Mehamdia fairou

Encadreur :

Dr :Chabi Samia

Année universitaire : 2019-2020

Remerciement

Nous tenons à remercier notre encadreur en l'occurrence Chabi samia pour ses merveilleux conseils, et orientation.

Nous remercions tous nos enseignants pour l'enseignement qu'ils nous ont donné durant notre cycle universitaire.

Sans oublier les membres du jury d'avoir accepté de nous honorer par leur participation au jury.

*Ainsi nous présentons nos remerciements l'ensemble des étudiants du département de **GENIE CIVIL***

Mehmadia fairouz.

Dedicace

N ce jour solennel qui clos le cycle e mes études qu'il me soit permis de dédier ce mémoire

A mon très cher père HACHANE

A ma très chère mère

Pour les sacrifices qu'ils ont consentis pour que je puisse atteindre le but que je me suis assigné

Pour l'encouragement et l'aide qu'ils n'ont cessé de me prodiguer tout au long de mes études

Je leur exprime ici toute mon humble reconnaissance et mon affection

A tous mes amies Chaima , SAHRA, ASMA, Noura, et a toutes les étudiants du 2 années master en Génie Civile (année universitaire 2019/ 2020).

Et tout qui j'ai les oubliés d'écrire, ils sont toujours dans mon cœur.

A Tous mes professeurs ...

Mehmadia fairouz.

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'une structure en béton armé, constituée de 9 étages et d'un rez-de-chaussée, réalisée dans le cadre du logement soci-participatif. Ce bâtiment se situe à Alger, qui fait partie de la zone sismique. C'est une structure contreventée par des voiles-portiques, sa conception est faite conformément aux Règlements Parasismique Algérien (**RPA99-version 2003**) et les codes du béton armé (**CBA 93, BAEL 91**).

L'étude dynamique a été réalisée à l'aide du logiciel **Robot Structural Analysis Professional 2014**. L'étude de l'infrastructure du bâtiment a abouti à une fondation de type Radier général suite à l'importance des charges transmises au sol d'usage.

ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة من الخرسانة المسلحة تتكون من 9 طوابق تقع في ولاية الجزائر اللتي تعتبر ذات نشاط زلزالي قوي وتضمن مقاومة البناية بانشاء جدران من الاسمنت المسلح البناية تم إنجازها حسب تعليمات البناء المستعملة في الجزائر. والدراسة الحركية تمت بواسطة البرنامج

(Robot Structural Analysis Professional 2014)

دراسة البناية التحتية للبناية تمت بواسطة الاساسات من نوع الحصيرة وذلك لتفادي الهبوط الكبير الناتج عن الوزن وحمولة الكبيرتان للبناية

Sommaire

Resumé

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

| | |
|---|-----------|
| <i>I.1 : Introduction</i> | 01 |
| <i>I.2 : Présentation de l'ouvrage</i> | 01 |
| <i>I.3: Donnée de base</i> | 02 |
| <i>I.4 :Caractéristiques mécaniques des matériaux</i> | 03 |
| <i>I.5 :les actions</i> | 11 |

Chapitre II : Prédimensionnement

| | |
|---------------------------------------|-----------|
| <i>II.1 . Introduction</i> | 14 |
| <i>II.2 . Pré dimensionnement</i> | 14 |
| <i>II.2.1.Les planchers</i> | 14 |
| <i>II .2.3. Les poutres</i> | 17 |
| <i>II. 2.4. Les poteaux</i> | 20 |
| <i>II.2. 5.les voiles</i> | 21 |
| <i>II.2.6. L'escalier</i> | 22 |
| <i>II.2.7.L'acrotère</i> | 24 |
| <i>II.2.8.La descente des charges</i> | 26 |

Chapitre III : Eléments Secondaires

| | |
|------------------------------|-----------|
| <i>III.1. L'acrotère</i> | 39 |
| <i>III.2. Balcon</i> | 46 |
| <i>III.3. L'escalier</i> | 54 |
| <i>III .4.Poutre palière</i> | 65 |
| <i>III.5. Les planchers</i> | 73 |

| | |
|--|------------|
| Chapitre IV : Etude dynamique | |
| IV.1. Etude sismique | 100 |
| Chapitre V : Etude des éléments structuraux | |
| V.2. Les combinaisons d'actions | 127 |
| V.3.2. Ferrailage des poteaux | 127 |
| V.3.2. Ferrailage des poutres | 142 |
| V.3.3. Ferrailage des voiles | 157 |
| Chapitre VI : Etude de l'infrastructure | |
| VI.1. Introduction | 166 |
| VI.2. Etude des fondations | 167 |
| VI.3. Ferrailage du radier | 175 |
| VI.5. La Longrine | 187 |
| VI.6. La dalle flottante | 189 |
| | |
| Conclusion | |
| Bibliographie | |

Liste de figure

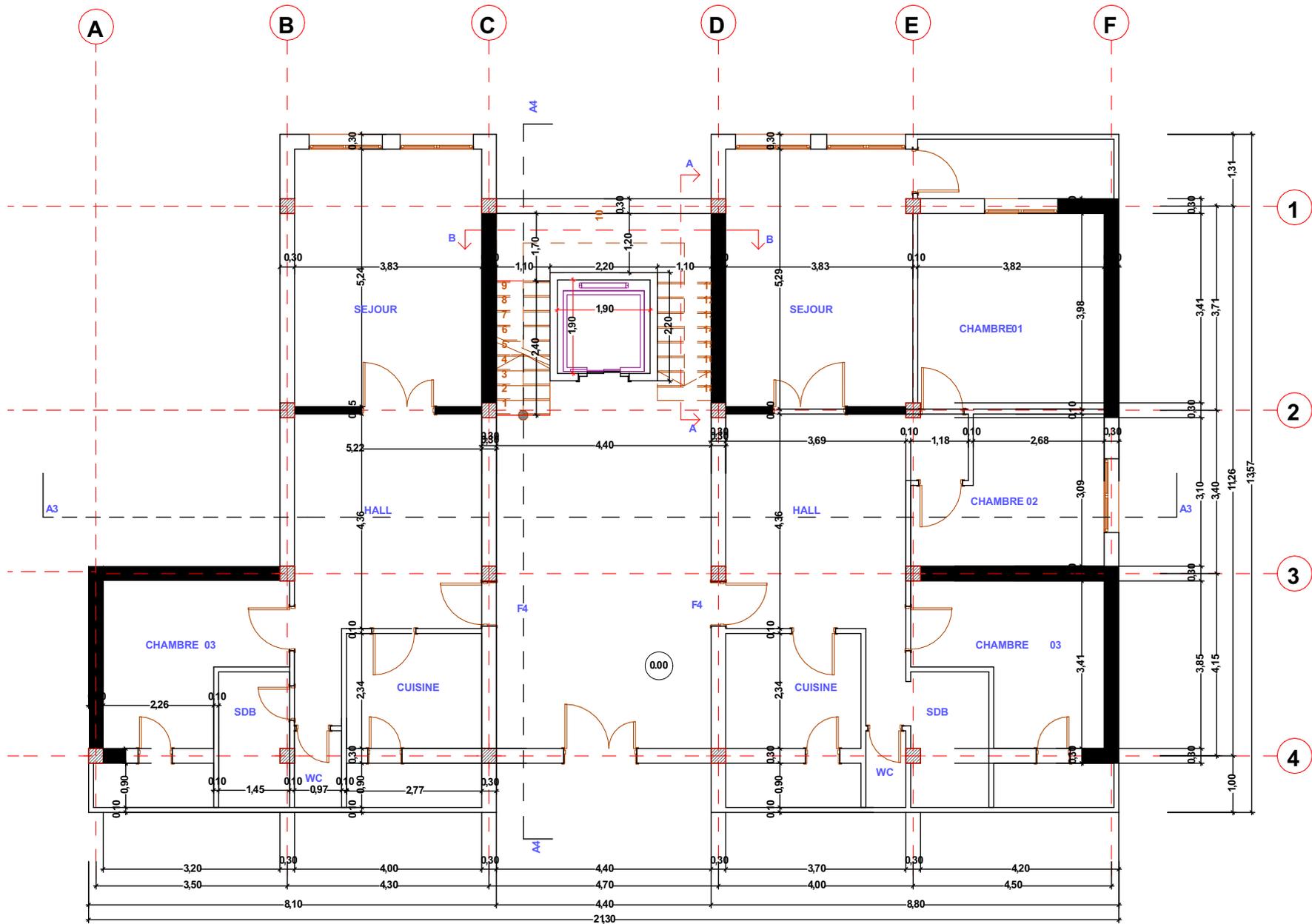
| | |
|--|----|
| Figure I.1: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton..... | 5 |
| Figure II.2 : Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj} | 6 |
| Figure I.3 : Diagramme contraintes déformations à L'ELU | 8 |
| Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS | 8 |
| Figure I.5 : Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU | 10 |
| Figure II.1 : coupe transversale d'un plancher à corps creux..... | 15 |
| Figure II.2 : Nervure | 16 |
| Figure II.3 : Dimensions à respecter pour les poutres..... | 18 |
| Figure II.4 : schéma de poteaux..... | 20 |
| Figure II.5 : Coupe de voile en élévation. | 21 |
| Figure II.6 : Coupes de voiles en plan pour différents cas. | 21 |
| Figure II.7 : Schéma d'un escalier | 22 |
| Figure II.8: Schéma statique de l'acrotère..... | 24 |
| Figure II.9: plancher terrasse..... | 26 |
| Figure II.10: plancher étage courant | 27 |
| Figure II.11 : Coupe verticale d'un mur extérieur..... | 28 |
| Figure II.12: composant d'un palier | 31 |
| Figure II.13 : composant d'une paillasse | 32 |
| Figure II.14 : poteau intermédiaire | 33 |
| Figure III.1.1 : Diagrammes des forces internes..... | 39 |
| Figure III.1.2 : Schéma statique de M ,N,T..... | 41 |
| Figure III.1.3 :Schéma ferrailage de l'acrotère..... | 45 |
| Figure III.2.1 : Schéma statique charges de balcon..... | 46 |
| Figure III.2.2 : plan de ferrailage du balcon type 01 (EC) | 49 |
| Figure III.2.3 : plan de ferrailage du balcon type 01 (terrasse)..... | 53 |
| Figure III.3.1 : Schéma statique de l'acrotère | 54 |
| Figure III.3.1: Schéma de charge équivalente..... | 55 |
| Figure III.3.2 : Schéma des moments et l'effort tranchant de l'escalier..... | 56 |
| Figure III.3.3 : Schéma ferrailage de l'escalier..... | 64 |

| | |
|--|-----|
| Figure.III.3.4 :Schéma statique de la poutre palé. | 65 |
| Figure III.3.5 : Ferrailage de la poutre palé. | 72 |
| Figure .III.4.1:Corps Creux | 73 |
| Figure .III.4.2:Ferrailage des plancher étage courant | 85 |
| Figure.III.4.3 : Ferrailage de la dalle mince (soudeé). | 86 |
| Figure.III.4.4 : Ferrailage des plancher terrasse | 95 |
| Figure.IV.1 : Courbe de spectre de réponse | 108 |
| Figure .IV.2: Premier variante des voiles | 110 |
| Figure .IV.3: Premier mode de vibration. Vue en plan (Premier variante). | 111 |
| Figure.IV.4 Deuxième: mode de vibration. vue en plan (Premier variante). | 112 |
| Figure.IV.5 : Troisième mode de vibration. Vue en plan (Premier variante). | 112 |
| Figure.IV.6 : Deuxième variante des voiles | 113 |
| Figure.IV.7 :Premier mode de vibration. vue en plan (Deuxième variante). | 114 |
| Figure.IV.8 :Deuxième mode de vibration. Vue en plan (Deuxième variante). | 115 |
| Figure.IV.9 :Troisième mode de vibration Vue en plan (Deuxième variante). | 115 |
| Figure. IV.10:Notion des effets du secondordre | 120 |
| Figure.V.1:Organigrammedecalcul du ferrailage enflexion composee | 128 |
| Figure V.2. Schéma de ferrailage des poteaux. | 141 |
| Figure V.3. Ferrailage de la poutre principale. | 155 |
| Figure V.4. Ferrailage de la poutre secondaire. | 156 |
| Figure V.5. Ferrailage de voile. | 165 |
| Figure VI.1 : Radier | 169 |
| Figure.VI.2 :Contraintes sous le radier. | 175 |
| Figure.VI.3 : Schéma isostatique et sollicitations de les débords. | 179 |
| Figure.VI.4 : Ferrailage de nervure. | 186 |
| Figure.VI.5 : Ferrailage de la Dalle du Radier avec des nervures | 186 |
| Figure VI.6 :Disposition d'amature de longrine. | 189 |
| Figure VI.7 :Dalle flottante | 190 |

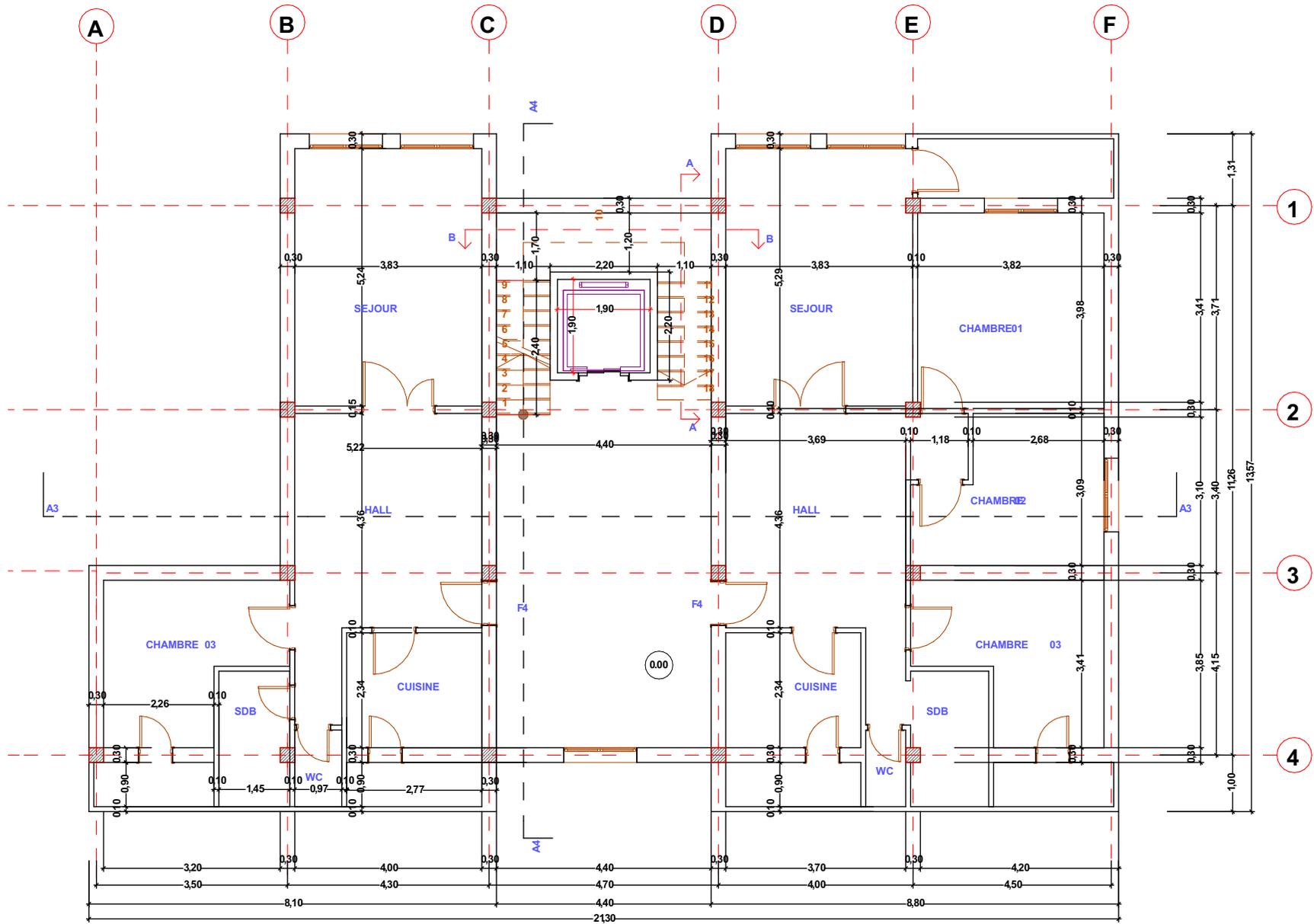
Liste de tableau

| | |
|---|-----|
| Tableau I.1 : Valeurs de la limite d'élasticité garantie, f_e | 9 |
| Tableau I.2. récapitulatif..... | 11 |
| Tableau .II. 1 : Charge permanente du Plancher terrasse..... | 27 |
| Tableau .II. 2 : Charge permanente du Plancher étage courant..... | 28 |
| Tableau .II.3 : Charge permanente du Murs extérieurs..... | 29 |
| Tableau .II.4 :Charge permanente d'un balcon terrasse..... | 29 |
| Tableau. II .5 :charge permanente etage courant de balcon..... | 30 |
| Tableau II.6 :Charge permanente et d'exploitation d'un palier..... | 31 |
| Tableau II.7:Charge permanente et d'exploitation d'une volée (paillasse)..... | 32 |
| Tableau II. 8 : descente des charges sur le poteau (D3)..... | 34 |
| Tableau III.4.1 : Calcul des combinaisons..... | 66 |
| Tableau .IV.1: coefficient d'accélération de zone A..... | 102 |
| Tableau.IV.2 : Valeurs des pénalités P_q | 103 |
| Tableau IV.3 : la période caractéristique T_1 et T_2 du site..... | 104 |
| Tableau. IV.4 : Valeur de ξ (%) RPA 99..... | 104 |
| Tableau IV.5 :Périodes et factures da participation massique modale (Premier variante)..... | 110 |
| Tableau.IV.6: Périodes et factures da participation massique modale(Deuxième variante)..... | 113 |
| Tableau. IV.7: les résultats des forces sismique..... | 116 |
| Tableau IV.8 : Vérification les déplacements X-X..... | 119 |
| Tableau IV.9 :Vérification les déplacements Y-Y..... | 119 |
| Tableau IV.10 : Vérification l'effet P- Δ sens X..... | 120 |
| Tableau IV.11 : Vérification l'effet P- Δ sens Y..... | 121 |
| Tableau V.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux..... | 129 |
| Tableau V.2 : pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales..... | 130 |
| Tableau V.3 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison..... | 130 |
| Tablrau. V.4.tableau résumé les résultats des moments pour chaque combinaison..... | 142 |
| Tablrau. V.5.tableau résumé les résultats des moments pour chaque combinaison..... | 148 |

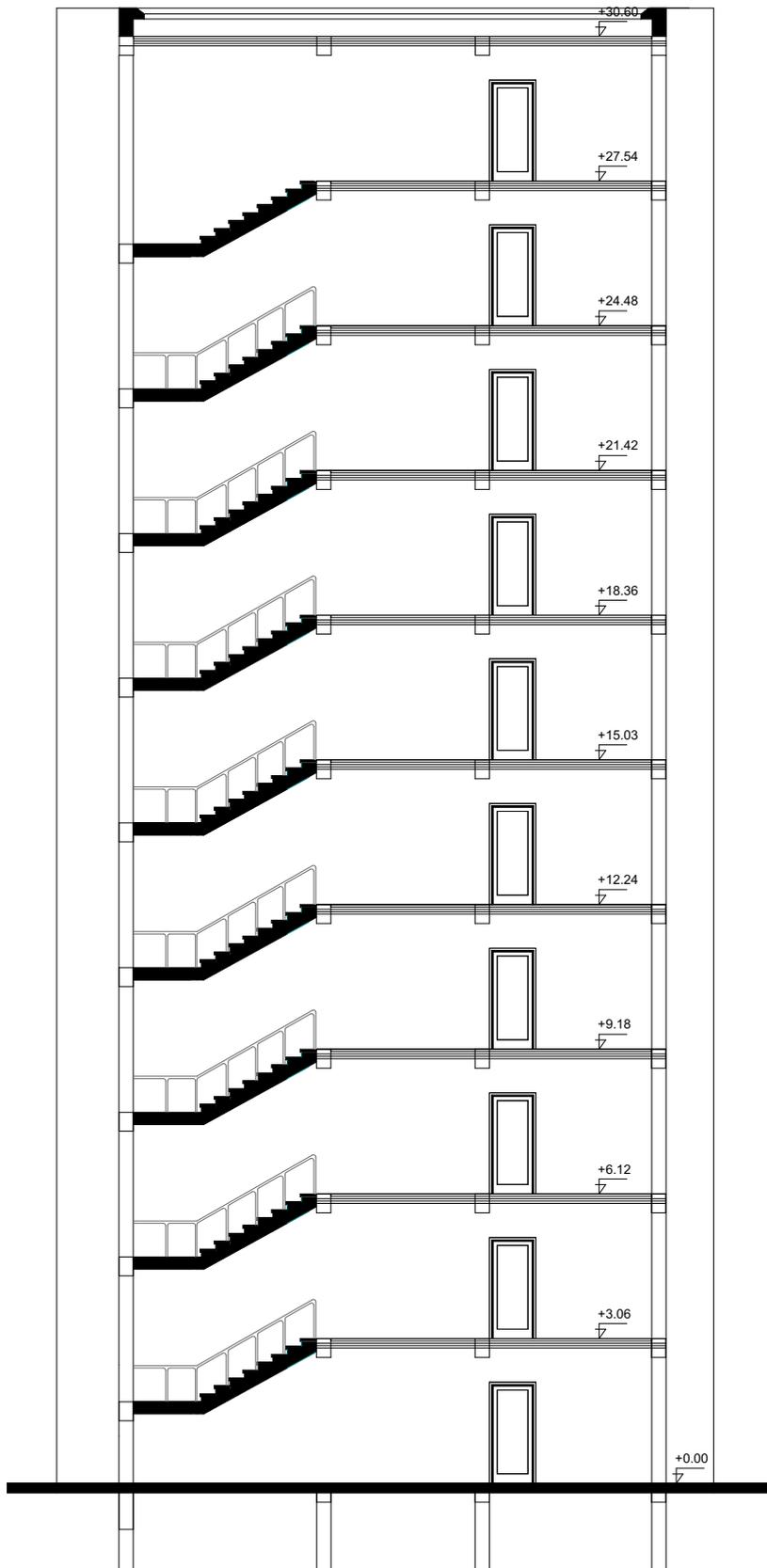
| | |
|---|------------|
| Tableau VI.1 : résultat du M et T..... | 174 |
| Tableau VI.2 : Vérification au non soulèvement des fondations..... | 175 |
| Tableau VI.3 : résultat des ferrailages de radier a L'ELU..... | 177 |
| Tableau VI.4 : résultat des ferrailages de radier a L'ELS..... | 178 |
| Tableau VI.5: résultat des ferrailages de débord du radier..... | 180 |
| Tableau VI.6 : résultat des ferrailages nervure a L' ELU..... | 183 |
| Tableau VI.7 : résultat des ferrailages nervure a L' ELS..... | 183 |
| Tableau VI.8: valeur de α..... | 187 |



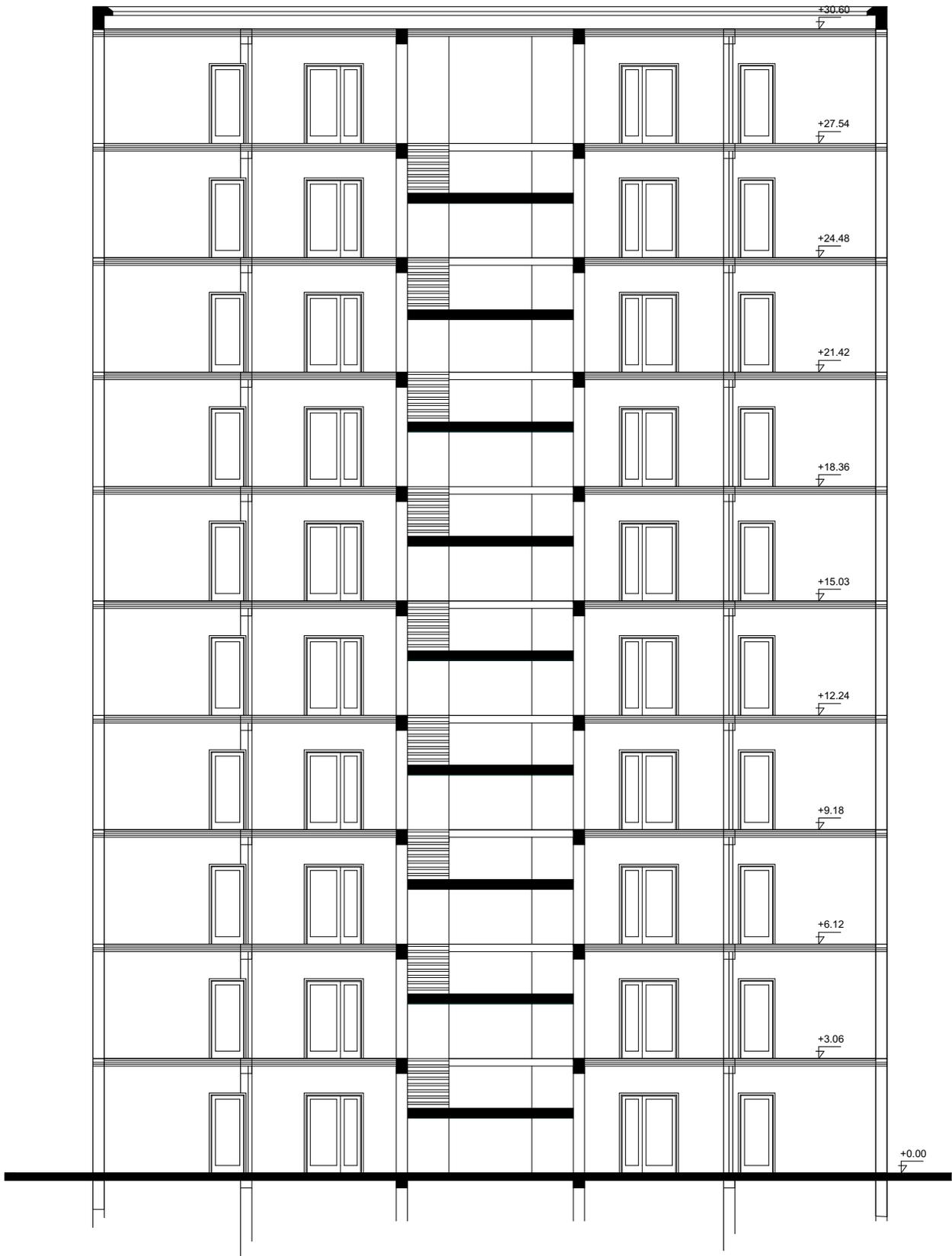
Plan R.D.C



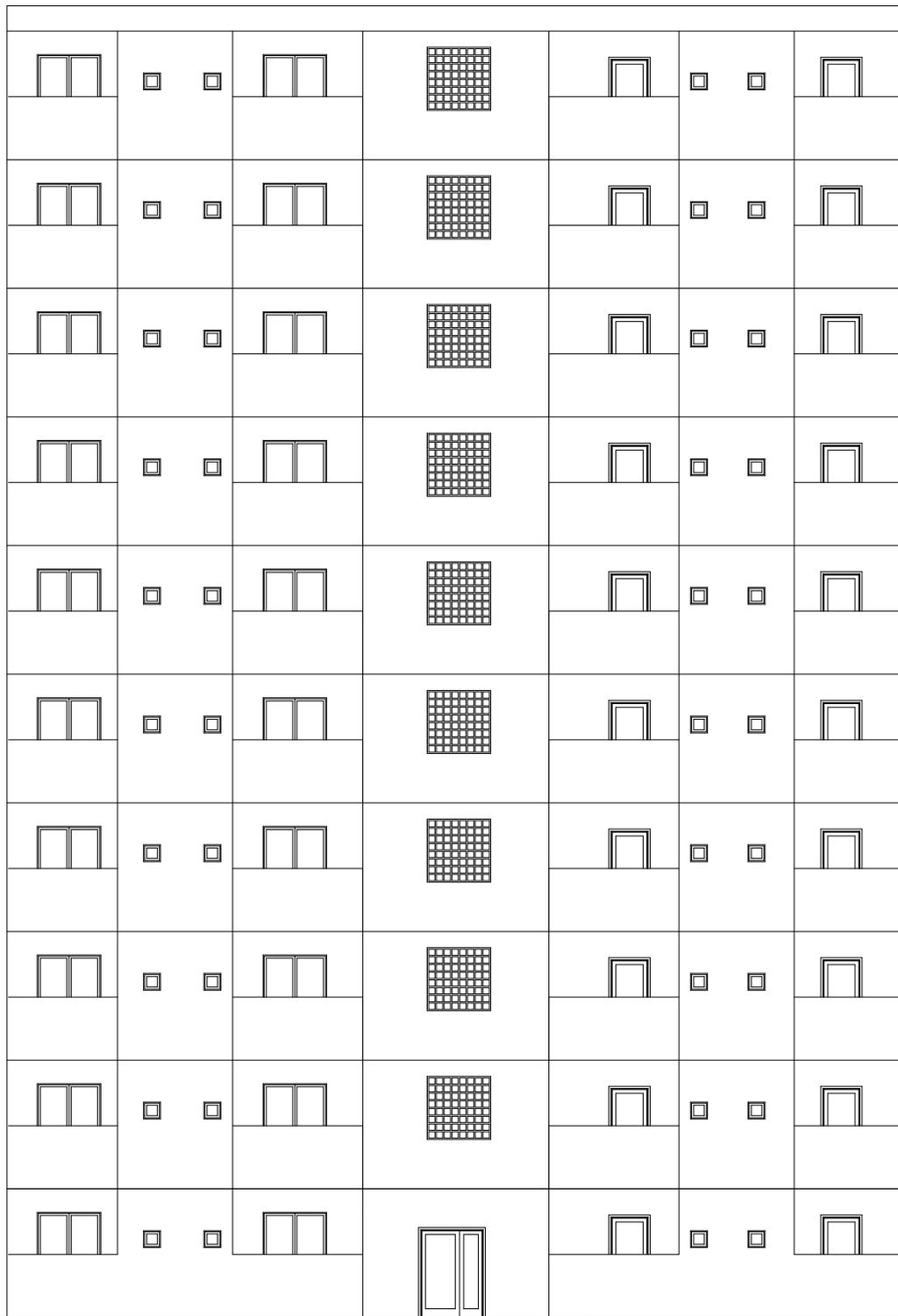
PLAN ETAGE



coupe A-A



coupe B-B



FACADE 01

Introduction générale

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Ce pendant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement. Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Pour cela nous allons conformer dans nos calculs aux règlements en vigueur à savoir les Règles Parasismique Algériennes le (RPA 99 / version 2003) , DTR BC 2.2 et les états limites (BAEL91 révisée 99) .

Notre travail consiste en l'étude et la conception d'une bâtiment (R+9) avec un Contreventement mixte implanté dans la wilaya d'ALGER qui est une zone de forte sismicité (zone III) , Ce mémoire est constitué de sept chapitres:

-Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.

-Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux .

-Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers et les balcons).

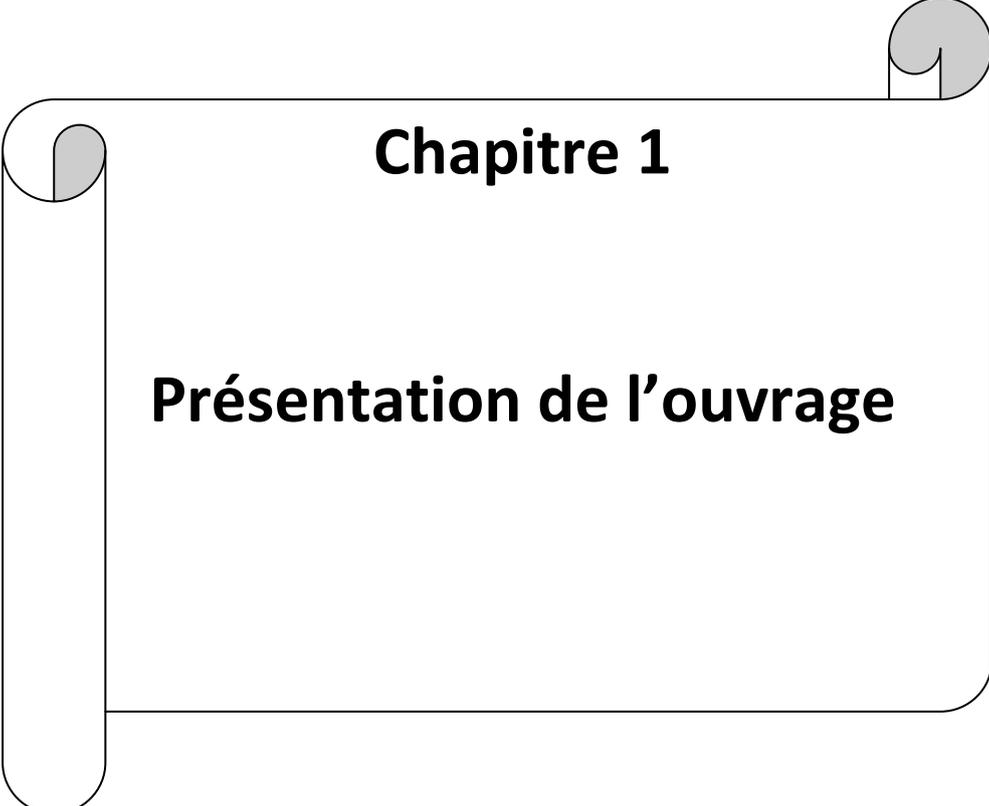
-Le 4ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de se vibrations.

L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ROBOT 2014.

-Le 5ème chapitre calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du

logiciel ROBOT 2014.

- le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.



Chapitre 1

Présentation de l'ouvrage

I. Présentation du l'ouvrage

I.1 : Introduction :

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

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

On propose dans ce projet de fin d'étude, la conception et le calcul des éléments structuraux et non structuraux d'un bâtiment à usage d'habitation (**R+9**). Les calculs se feront conformément aux règles parasismiques algériennes **RPA99 version 2003**, et les règles de calcul **CBA 93 ; BAEL91**.

I.2 : Présentation du l'ouvrage :

Mon projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment (R+9) a usage d'habitation contreventement mixte sera implanté à la wilaya de ALGERIR . Cette région est classée en (**zone III**). **groupe d'usage 2** parce que le bâtiment est considéré comme bâtiment d'usage d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48m Selon le règlement parasismique en vigueur en Algérie (RPA 99/version 2003).

Cet ouvrage est un bâtiment composé d'un bloc à usage d'habitation, cette structure est composée de :

- Rez de chaussée.
- 9 étages.

I.2.1: Dimensions de l'ouvrage :

A- En plan :

- ✓ Largeur en plan L_y13.57 m.
- ✓ Longueur en plan L_x 21.30 m.

B- En élévation :

- ✓ Hauteur du RDC..... 3.06 m.

- ✓ Hauteur étage courant..... 3.06 m.
- ✓ Hauteur totale..... 30.6 m.

I.2.2: Données du site:

Le bâtiment sera implanté dans la wilaya d'Alger, zone classée par le RPA99/version 2003

Comme une zone de ALGERIR forte sismicité (Zone III).

_ Le bâtiment est à usage d'administratif donc appartient au groupe d'usage 2.

_ Le site est considéré comme un site meuble : catégorie S3.

_ La contrainte admissible du sol $\sigma_{adm}=1.70$ bars.

I.3 : Donnée de base :

I.3.1.Règles de calcul :

- Le règlement B.A.E.L 91(béton armé aux états limites).
- Le règlement RPA99/version2003 (**Règles Parasismiques Algériennes**).
- Le règlement C.B.A93(**Règles de conception et de calcul des structures en béton armée**).
- DTR-B.C 2.2(**Charges permanentes et charges d'exploitation**) .

I.3.2.Hypothèse de calcul :

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa.
- La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1$ Mpa.
- $E_{vj} = 3700\sqrt{f_{cj}} = 10818.865$ Mpa.
- $E_{ij} = 11000\sqrt{f_{cj}} = 32164.195$ Mpa.
- $f_e = 400$ Mpa.

I.3.3.Conception de la structure:

a) Ossature de l'ouvrage:

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

b) Plancher :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- Plancher à corps creux.

Le plancher terrasse est inaccessible.

c) Escalier :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et un palier inter étage.

d) Maçonnerie :

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

- Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10cm et 15cm) d'épaisseur séparées par une âme d'air de 5cm d'épaisseur.

- Murs intérieurs :

Cloison de séparation (seule paroi de brique) de 10cm d'épaisseur.

e) Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

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

f) Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

g) Gaine d'ascenseurs :

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

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.4.1) Le béton:

Il est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise. Dans tous les cas la résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de 200 cm² de section avec une hauteur double du diamètre. Le béton résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction (résistance à la compression est de l'ordre de 20 à 60 MPa et la résistance à la traction est de l'ordre de 2 à 4 MPa).

1.1. Les compositions du béton :

On appelle béton le matériau constitué par un mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sable et pierrailles) et d'eau.

a. ciment:

Le ciment joue un rôle important entre les produits employés dans la construction. La qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.

b. Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

c. Pierrailles :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

1.2. Dosage du béton :

Le dosage du béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Dans notre ouvrage, le béton est composé de granulats naturels dosés à 350 Kg/m³. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature. et deux type de ciment et de dosage (l'infrastructure et la super structure) .

Le béton qu'on va utiliser comprend pour 1 m³ :

-Ciment 350 kg/m³ (CPJ42.5) : (CRS42.5 pour l'infrastructure).

-Gravier 800 kg/m³ ($\Phi \leq 25$ mm).

-Sable 400 kg/m³ ($\Phi \leq 5$ mm).

-Eau 175 L/m³.

1.3 Résistance mécanique du béton :

a. Résistance à la compression :BAEL91(art.A.2.1,11.p14)

Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par l'essai d'écrasement des éprouvettes cylindriques en béton normalisées (16*32) cm² dans le laboratoire.

Dans le cas courant le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours. f_{c28} .

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{Si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{Si } j > 60 \text{ jours} \end{array} \right.$$

- Pour des résistance $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{Si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

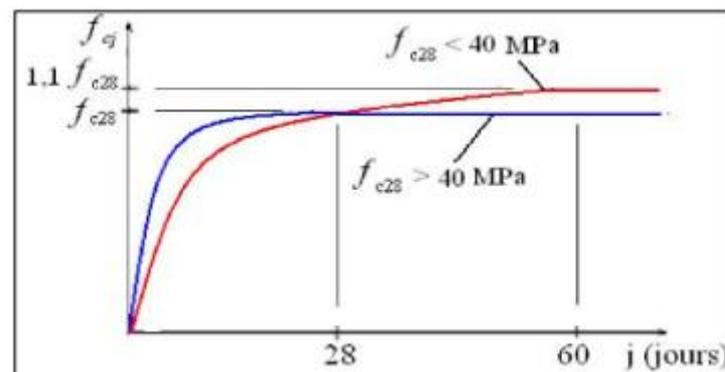


Figure. I.1 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

Pour 1m^3 de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CPJ 42.5), la résistance moyenne f_{c28} comprise entre 22 et 25MPa .

On prend : $f_{c28} = 25\text{MPa}$

b. Résistance à la traction : BAEL91 (art.A.2.1,12,p14).

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la compression par la relation suivante : $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$.

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa}. \\ f_{tj} = 0.275 (f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{cj} > 60\text{MPa}. \end{array} \right.$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25\text{Mpa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1\text{Mpa}$.

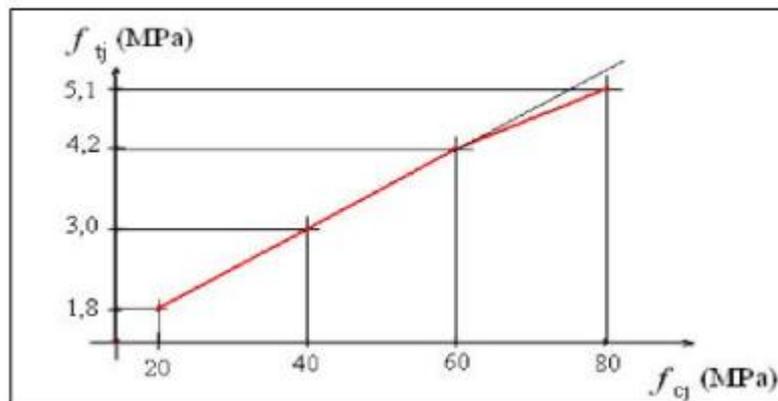


Figure. I.2 : Evolution de la résistance à la traction f_{ij} en fonction de celle à la compression f_{cj}

c. Modules de déformation longitudinale : BAEL91 (ART.A.2.1,22) :

on distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané dont la durée est inférieure à 24heures, le module instantané est pris égal.

- ✓ **Module de déformation instantanée :** Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton âgé de j jour égal à :

$$E_{ij} = 11000 * (f_{cj})^{1/3}$$

- ✓ **Module de déformation différée :** les déformations du béton comprennent le retrait et le fluage ; on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

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

Pour : $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ on a :

- **$E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$**
- **$E_{v28} = 10818.90 \text{ MPa}$**

d. Coefficients de poisson : BAEL91 (art.A.2.1,3) :

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu=0.0$ pour un calcul de sollicitations à l'ELU et à $\nu=0.2$ pour un calcul de déformations à l'ELS.

e. Contrainte de calcul du béton comprimé :**❖ Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R) : BAEL91 (ART. A.4.3,41) :**

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole rectangle sur un diagramme contraintes déformations donné sur la Figure ci-après, avec sur cette figure.

- $\varepsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$
- $-\varepsilon_{bc1} \begin{cases} = 3,5 \text{ ‰} & \text{Si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa} . \\ (4,5 ; 0,025 f_{cj}) \text{ ‰} & \text{Si } f_{cj} > 40 \text{ MPa} . \end{cases}$

- la valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par:

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

Ou :

➤ le coefficient de sécurité partiel γ_b égale 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.

θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

- $\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h.
- $\theta = 0.9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h.
- $\theta = 0.85$ si la durée est inférieure à 1 h.

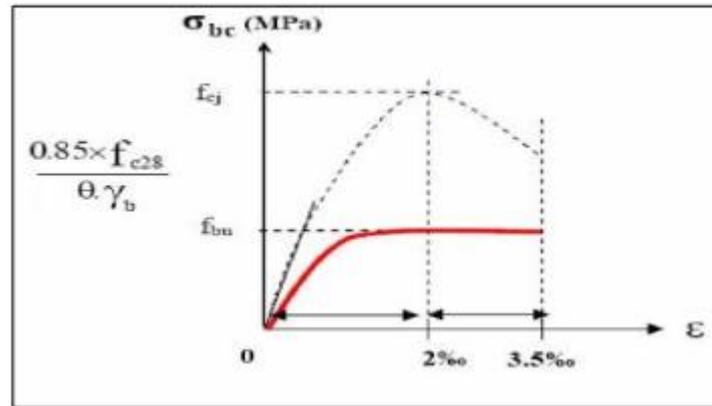


Figure. I.3: Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.

- **Etat Limite de Service :**

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte donc la loi de Hooke de

l'élasticité pour d'écrire le comportement du béton à l'ELS, avec pour des charges de longue

durée $E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0.2$. La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on

adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier

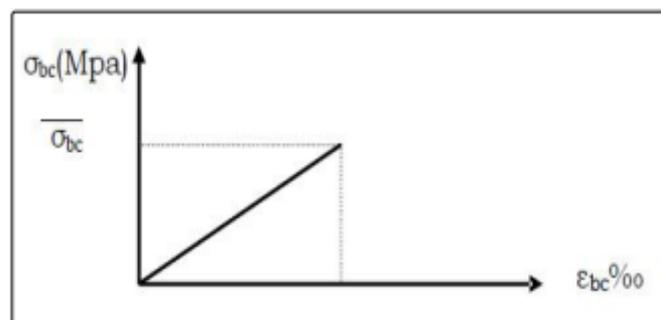


Figure. I.4 : Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}.$$

I.4.2. L'acier : (BAEL91 ART.A.2.2)**2.1 Définition :**

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500MPa, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine %).(10%)

2.2. Caractéristiques mécaniques :

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

| type | Nuance | f_e (Mpa) | Emploi |
|--------------------------------|------------------------------------|-------------|---|
| Ronds lisses | F_eE215 | 215 | Emploi courant. |
| | F_eE235 | 235 | Epingles de levage des pièces |
| Barres HA Type 1 et 2 | F_eE400 | 400 | Emploi courant. |
| | F_eE500 | 500 | |
| Fils tréfiles HA Type 3 | F_eTE400 | 400 | Emploi sous forme de barres droites ou de treillis. |
| | F_eTE500 | 500 | |
| Fils tréfiles lisses Type 4 | TL50 $\varnothing > 6\text{mm}$ | 500 | Treillis soudés uniquement emploi courant |
| | TL50 $\varnothing \leq 6\text{mm}$ | 520 | |

Tableau I.1: Valeurs de la limite d'élasticité garantie, f_e .

2.3. Contrainte limite des Aciers :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ϵ .

1-Etat limite ultime : BAEL91 (ART.A.2.2,2.p 17) :

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte -déformation.

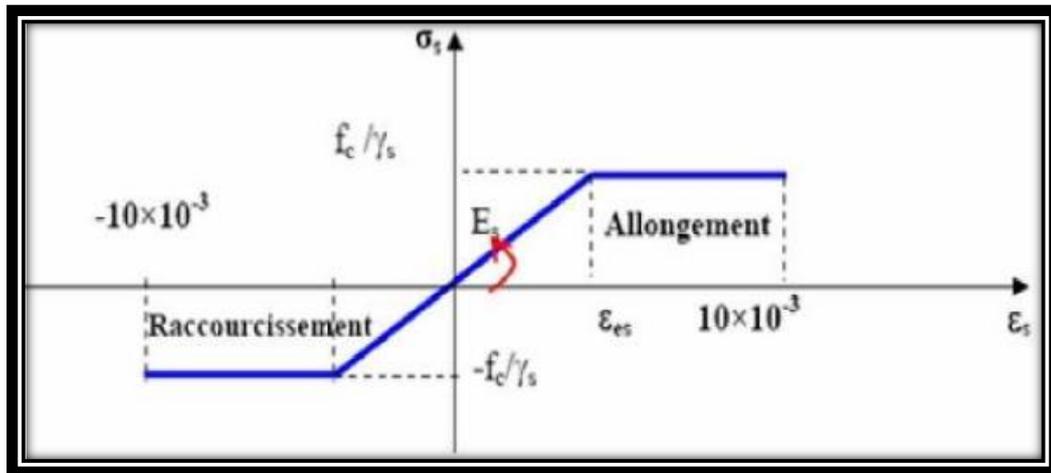


Figure. I.5: Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad E_s = 200000 \text{ MPa}$$

γ_s = coefficient de sécurité ($\gamma_s = 1$ cas situation accidentelles; 1.15 cas générale).

$\sigma_s = 348$ MPa pour l'acier FeE400 et dans le cas général $\sigma_s = 400/1.15 = 348$ MPa.

2-Etat limite de service :BAEL91 (ART. A.4.5,3) :

Afin de réduire l'ouverture des fissures, on est amené à limiter les contraintes de calcul des armatures pour les états limites de service lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

a) Hypothèse de calcul sous l'effet des sollicitations.

b) E.L de compression de béton (BAEL91.A.4.5.2) :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{cj} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

c) E.L d'ouverture des fissures (BAEL91.A.4.5,3) Contraintes limites de traction des aciers :

| Cas | Conditions particulières | Contraintes limites de traction en MPa |
|--------------------------------|---|---|
| Fissuration peu préjudiciable | Locaux ouverts et clos non soumis à condensations | $\bar{\sigma}_s \leq f_e$ |
| Fissuration préjudiciable | Coefficient de fissuration : η $\eta=1$ pour R.L $\eta=1,6$ pour H.A de $\phi \geq 6$ mm $\eta=1,3$ pour H.A de $\phi < 6$ mm | $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$ |
| Fissuration très préjudiciable | Diamètres des aciers $\phi > 8$ mm | $\bar{\sigma}_s = \inf(0,5f_e; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$ |

Tableau I.2. récapitulatif.

I.5.les actions :

5.1 : Les différents types d'actions :

➤ **Les actions permanentes (G) :** Les actions permanentes dont la variation dans le temps est négligeable; elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
- Le poids et poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

➤ **Les actions variables (Q) :** Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment

d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les effets thermiques.

➤ **Les actions accidentelles (FA) :** Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes.

- Les explosions
- Les feux.

I.6 : Les sollicitations :

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

✓ Sollicitations de calcul :

On note par :

G_{max} : ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : ensemble des actions permanentes favorables.

Q₁ : action variable dite de base.

Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement.

✓ Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ÉLU :

Dans le cas d'une vérification à l'ELU on devra justifier :

- . La résistance de tous les éléments de construction,
- . La stabilité des éléments compte tenu de l'effet de second ordre,
- . L'équilibre statique de l'ouvrage.

Les trois types de vérification seront effectués à partir des mêmes combinaisons de charge.

✓ Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ELS :

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

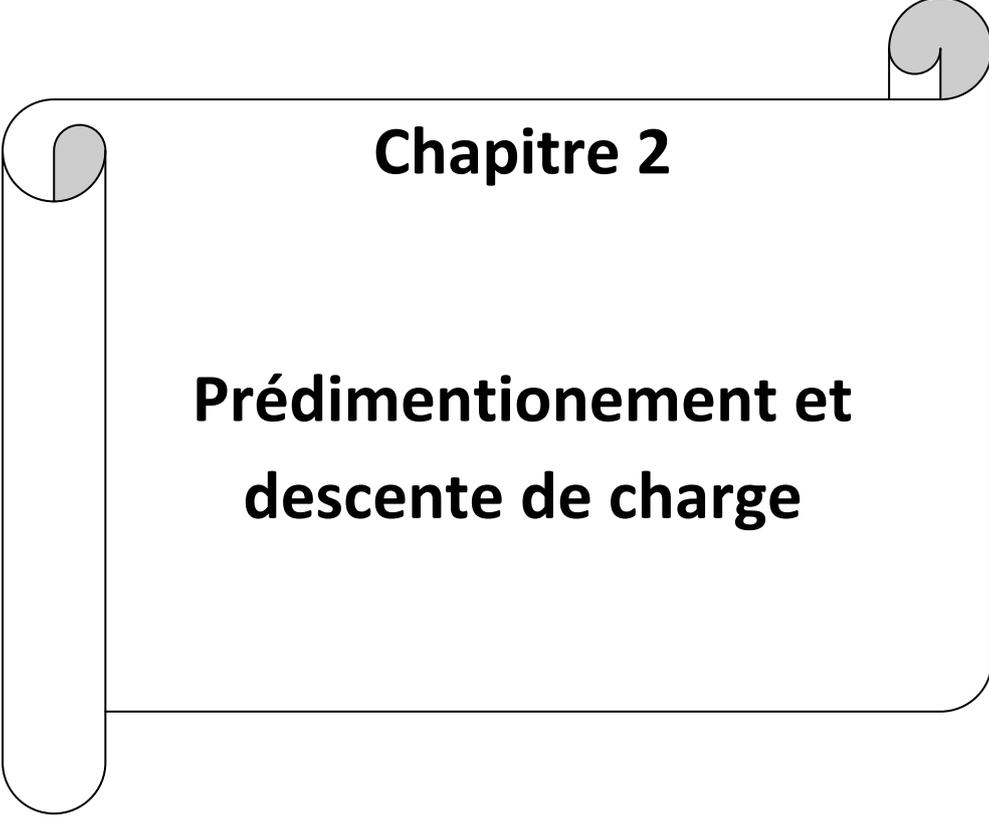
- . La contrainte maximale de compression du béton.
- . La fissuration du béton.

Les combinaisons d'action : RPA99 (Article V.5.2)

Les combinaisons d'action à considérer sont :

$$\text{Situations durable} \quad \left\{ \begin{array}{l} ELU: 1.35G + 1.5Q \\ ELS: G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Situations accidentelles} \begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$



Chapitre 2

Prédimensionnement et descente de charge

II.1.Pré dimensionnement :

II.1.Introduction :

Le pré dimensionnement consiste à des estimations des dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet.

Ces éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le Pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

II.2. Pré dimensionnement :

II.2.1. Les planchers :

On a deux types de planchers

II.2.1.1 Planchers à corps creux

Ce sont les planchers les plus utilisés dans le bâtiment courants (habitation, bureaux,...)

Il permet d'avoir un plafond uni et une bonne isolation thermique et phonique, en plus d'être économique. Ce type de plancher est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudés.

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA 93 :

$$:h_t \geq \frac{L_{MAX}}{22.5} \text{ (CBA93 Art B. 6. 8. 4. 2. 4)}$$

Avec :

L_{max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles

(Figure II.2)

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L = \min (L_x \text{ max}, L_y \text{ max})$$

$$L = \min (470, 415) \quad L = 415 \text{ cm}$$

$$h_t \geq 415/22.5 = 18.44 \text{ cm} \dots\dots\dots h_t = 20 \text{ cm}$$

Donc on choisit c à corps creux de type (16+4)

$$.ht=20 \quad \begin{cases} ht = 16cm \text{ corps creux} \\ h_0 = 4 cm \text{ dalle de compression} \end{cases}$$

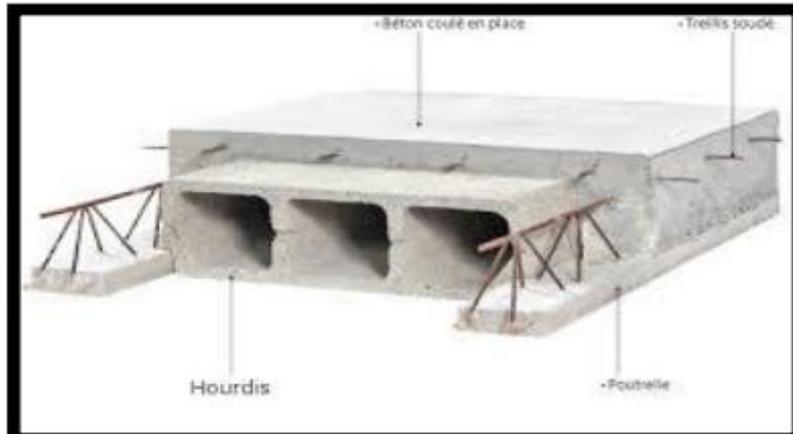


Figure. II.1 : coupe teanversale sue un plancher a corps creux.

II.2.1.1 Dimension des poutrelles :

$$b_1 = \min \begin{cases} \frac{L_n}{2} = \frac{b - b_0}{2} \\ \frac{L_{max}}{10} \end{cases}$$

b : la largeur de la table de compression

b_0 : la largeur de la poutrelle.

L_n : distance entre axes de poutrelles.

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

h_t : Hauteur du plancher = 20cm.

h_0 : Hauteur de la dalle de compression=4cm

$$1- 0.3ht \leq b_0 \leq 0.6ht \Rightarrow 6 \leq b_0 \leq 12 \rightarrow \text{Soit } b_0=10cm$$

2-

$$b_1 = \min \begin{cases} \frac{L_n}{2} = \frac{b-b_0}{2} \\ \frac{L_{max}}{10} \end{cases} \Rightarrow \min \begin{cases} \frac{65-10}{2} = 27.5 cm \\ \frac{440}{10} = 44.0 cm \end{cases} \Rightarrow b_1 = 27.5cm$$

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

$$b = 10 + 2(27.5) = 65cm$$

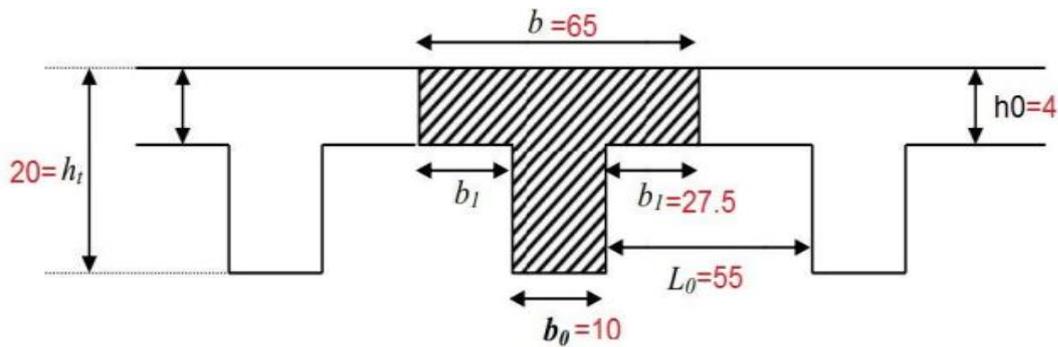


Figure. II.2 : Nervure.

II.2.2.2.les dalles pleines : BAEL91 (art B.6.8, 424).

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont une des directions

(l'épaisseur h) est petite par rapport aux deux autres (les portées l_x et l_y). On désigne par l_x la plus

petite des portées. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

A) Résistance au feu

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

On adopt : $e = 16$ cm.

B) L'isolation phonique :

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

On limite donc notre épaisseur à : $e = 12$ cm.

C) Critère de résistance a la flexion

$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ → Pour une dalle sur deux appuis.

$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ → Pour une dalle sur trois ou quatre appuis.

$e \geq \frac{L_x}{20}$ → Pour une dalle sur un seul appui.

L_x : la plus petite portée de panneau sollicité.

Pour ce qui est de notre projet, nous avons 02 types de dalles pleines.

Type01 :

$L_x = 1.31 \text{ m} = 131 \text{ cm}$. La dalle pleine: $e \geq \frac{L_x}{20} \Rightarrow e \geq \frac{131}{20} = 6.55 \text{ cm}$.

e) formule empirique : BAEL91 (art B.6.8, 424).

$e = \max(e_1, e_2, e_3, e_4)$

$e = \max(16, 12, 6.55) = 16 \text{ cm}$.

Type02 :

$L_x = 1.00 \text{ m} = 100 \text{ cm}$. La dalle pleine: $e \geq \frac{L_x}{20} \Rightarrow e \geq \frac{100}{20} = 5 \text{ cm}$.

$e = \max(16, 12, 5) = 16 \text{ cm}$

D'après les conditions précédentes, on optera une épaisseur $e = 16 \text{ cm}$ pour toutes les dalles pleines.....

II .2.3. Les poutres :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux suivant leur emplacement dans la construction

Selon le **RPA 99V2003** (article 7.5.1.page 51); les poutres doivent respecter les conditions ci-après :

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $h/b \leq 4.0$

Tel que b et h sont les dimensions de poutre.

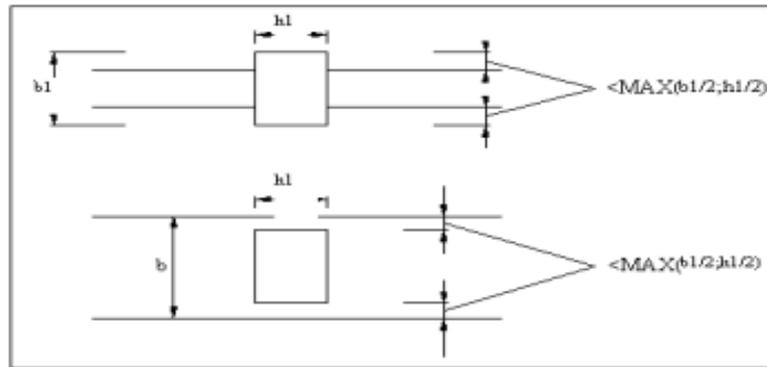


Figure II.3 : Dimensions à respecter pour les poutres.

Condition portée (**BAEL91**).

$$h = \left(\frac{L_{\max}}{15}, \frac{L_{\max}}{10} \right).$$

$$b \geq (0.30 \div 0.60) \cdot h.$$

L_{\max} : la plus grande portée entre les axes.

h : hauteur de poutre.

b : largeur de poutre

a. Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

$$h = \left(\frac{L_{\max}}{15}, \frac{L_{\max}}{10} \right).$$

$$L_{\max} = 470 \text{ cm}$$

$$31.33 \text{ cm} \leq h \leq 47.0 \text{ cm}$$

⇒ On opter pour $h = 45 \text{ cm}$

$$b \geq (0.3h, 0.6h)$$

$$b \geq (0.3 \times 45, 0.6 \times 45)$$

$$b \geq (13.5, 27)$$

⇒ On opter pour $b=30\text{cm}$

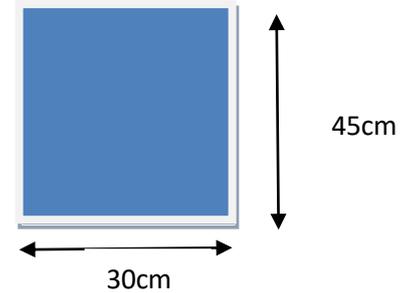
Soit : $h=45\text{ m}$ et $b=30\text{cm}$ (largeur de la poutre).

Condition de RPA 99 (art.7.5.1) :

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

$h \geq 30\text{ cm} \Rightarrow h = 45\text{ cm} \dots\dots\dots\text{C.V.}$

$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow (45 / 30) = 1.5 < 4 \dots\dots\dots\text{C.V.}$



Donc les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une section de poutre longitudinales égale à **(35×45) cm²**.

b- Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

Condition du porté (BAEL91) :

$h = (\frac{L_{\max}}{15}, \frac{L_{\max}}{10})$. $L_{\max} = 415\text{ cm}$

$27.67\text{cm} \leq h \leq 41.5\text{ cm}$

On prend donc : **h =35 cm**

$b \geq (0.30 \div 0.6).h \Rightarrow b \geq (0.30 \div 0.6)35$

$b \geq (10.5 \div 21)$

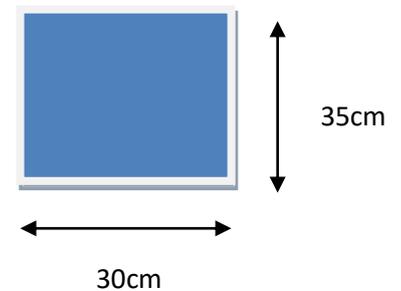
On prend donc : **b = 30 cm**

Condition de RPA 99 (art.7.5.1) :

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

$h \geq 30\text{ cm} \Rightarrow h = 35\text{ cm} \dots\dots\dots\text{C.V.}$

$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow (30 / 35) = 0.85 < 4 \dots\dots\dots\text{C.V.}$



Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une section de poutre longitudinales égale à **(30×35) cm²**

II. 2.4. Les poteaux :

les poteaux des éléments porteurs verticaux, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharge et charge ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre à la fondation

On dimensionne la section du poteau comme suit :

$$L_f = 0.7 \times h_0$$

$$h_0 = 3.06 - 0.45 = 2.61 \text{m}$$

$$\text{Max}(\lambda_x, \lambda_y) \leq 70$$

$$\lambda_x = 3.46 \frac{L_f}{b_1}$$

$$b_1 \geq 3.46 \frac{L_f}{70} \rightarrow b_1 \geq 3.46 \frac{2.61}{70}$$

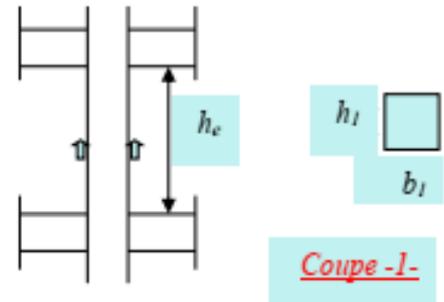


Figure II.4: schém de poteaux.

$$b_1 \geq 12.90.$$

$$b_1 = 50 \text{cm}$$

$$\lambda_y = 3.46 \frac{L_f}{h_1} \leq 70$$

$$h_1 \geq 3.46 \frac{L_f}{70} \rightarrow h_1 \geq 3.46 \frac{2.61}{70}$$

$$h_1 \geq 12.90.$$

$$h_1 = 50 \text{cm}$$

Condition de RPA99/v.2003(art 7.4.1page 48).

Selon les règles (RPA99/v.2003) art (7.4.1) dans la zone III.

- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{cm} \Rightarrow 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{c. v})$
- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20 \Rightarrow 50 \text{ cm} > 306/20 = 15.3 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{c. v})$
- ✓ $1/4 < b_1/h_1 < 4 \Rightarrow 0.25 < 50/50 = 1 < 4 \dots\dots\dots (\text{c. v})$

- Tout les condition sont vérifiées; alors on adopte pour des poteaux de dimensions (50×50) . pour RDC et les 9 etages .

II.2. 5.les voiles:

Sont considérés comme des voiles les éléments satisfaisants la condition $L \geq 4a$:

L : Longueur du voile.

a:Epaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires

L'épaisseur minimale est de 15 Cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de

La hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

Pour le dimensionnement des voiles on applique la règle préconisée par les.

RPA99 version 2003 (article 7.7.1.page 56).

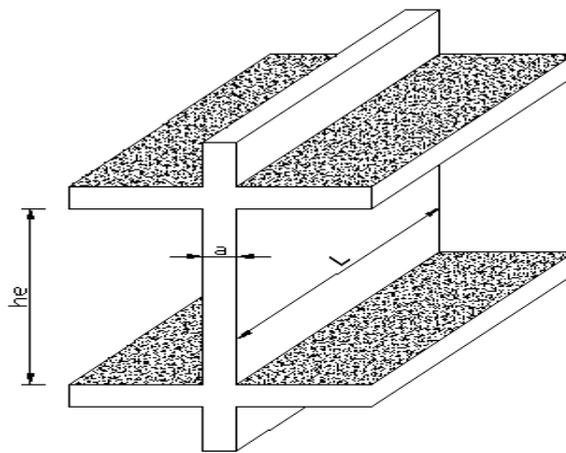


Figure II. 5: Coupe de voile en élévation.

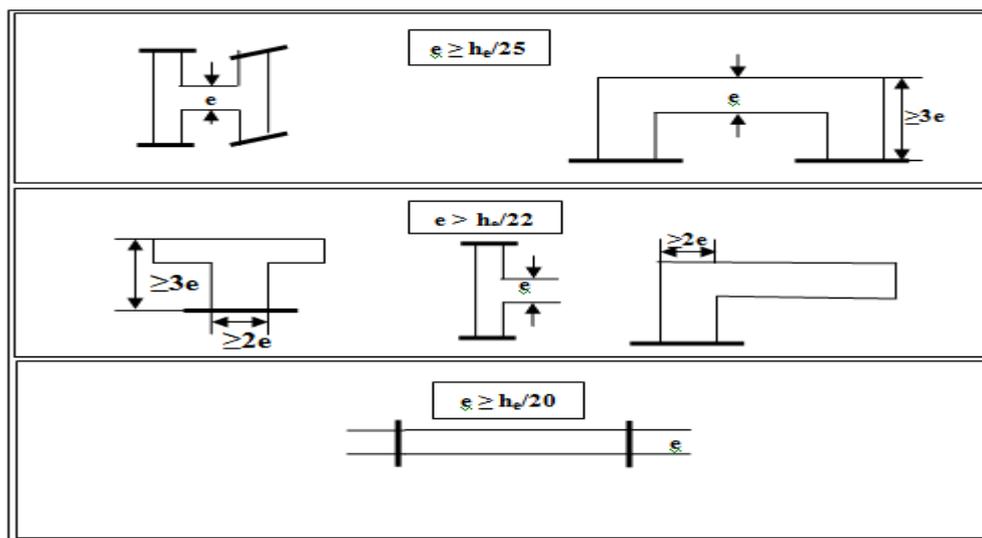


Figure. II.6 : Coupes de voiles en plan pour différents cas.

Dans notre cas: selon **RPA99 /V2003**

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

$$h_e = 3.06 - 0.45 = 2.61 \text{ m}$$

$$a \geq (10.44 ; 11.86 ; 13.05 ; 15) \text{ cm}$$

On adopte: **a = 15 cm**

II.2.6. L'escalier :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers. Les escaliers sont constitués par des volées en béton armé reposant sur les paliers coulés en place.

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants:

Rapidité d'exécution et Utilisation immédiate de l'escalier

(1) : e (Epaisseur du palier de repos).

(2) : L_0 (Projection de la volée).

(3) : g (Giron).

(4) : h (Hauteur de la contre marche).

(5) : H_0 (Hauteur de la volée).

(6) : α (Inclinaison de la paillasse).

(7) : (Emmarchement).

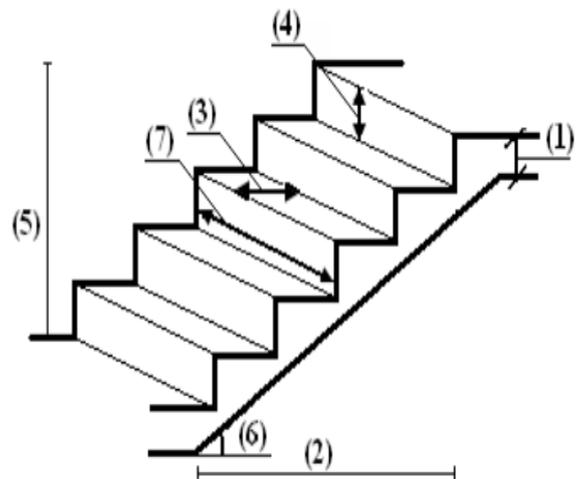


Figure II.7: Schéma d'escalier.

• La marche et la contre marche :

$$14 \leq h \leq 18 \text{ cm} \quad 24 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

h : hauteur de la contre marche

g: largeur de marche.

➤ On prend:

$$h = 17 \text{ cm}$$

$$g = 30 \text{ cm}$$

Formule de BLONDEL : $59 \leq g+2h \leq 66$

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

•Le nombre de contre marche :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ Marche (9 marche pour chaque pallassie).}$$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche.

Pour deux volées n =18

Pour une volée n =9

•Nombre des marches :

$$N_m = N_c - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marche.}$$

• longueur de la ligne de volée :

$$L = g (n - 1) = 30 (9 - 1) = 240 \text{ cm} \Rightarrow L = 2.4 \text{ m}$$

• Emmarchement : E > 90 cm pour un escalier de bâtiment d'habitation E=1.10m

$$E = 1.10 \text{ m} > 90 \text{ cm} .$$

•Inclinaison de la paillasse:

$$\tan \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.5.$$

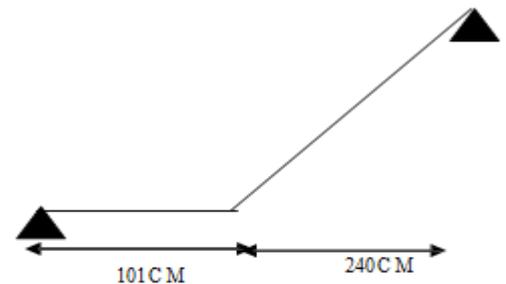
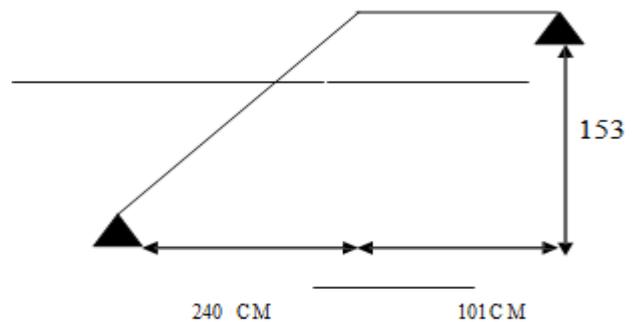
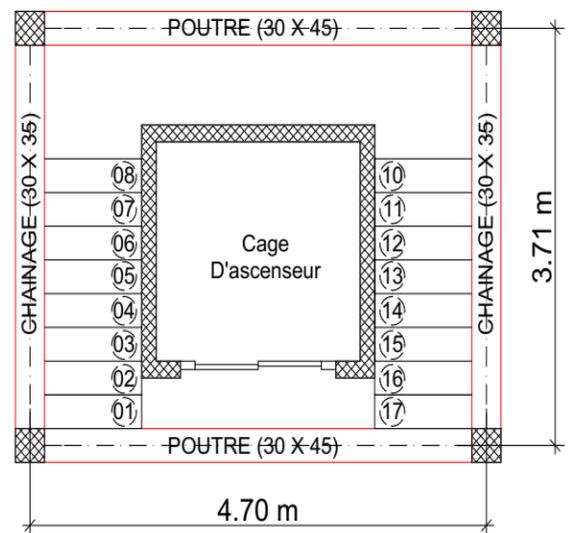
H:hauteur d'étage =3.06 m

L:Longueur de la volée =2.40 m

$$\cos \alpha = \frac{L}{l} \rightarrow l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\sec 32.5} = 2.85 \text{ m.}$$

• Longueur du palier de repos:

$$L' = 3.41 - 2.4 = 1.01 \text{ m}$$



•Épaisseur de la paillasse :

$$L_T = l + L = 285 + 101 = 386 \text{ cm}$$

Pour faciliter l'exécution on prend pour les deux éléments la même épaisseur :

On à $L_T = 386 \text{ cm}$

$$\frac{L_T}{30} \leq e \leq \frac{L_T}{20} \Rightarrow \frac{386}{30} \leq e \leq \frac{386}{20}$$

$$\Rightarrow e \geq (12.86, 19.3)$$

$$\Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

II.2.7.L'acrotère :

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse par un relevé d'étanchéité en paralume, sert également à retenir la protection lourde sur l'étanchéité comme il peut servir de garde-corps lors des opération d'entretien de la terrasse.



Figure II.8 : Schéma statique de l'acrotère.

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

Surface:

$$S_1 + S_2 + S_3 = (0,1 \cdot 0,6 + 0,07 \cdot 0,1 + 0,1 \cdot 0,03 \cdot 0,5) \rightarrow S_T = 0.0685 \text{ m}^2.$$

Charge:

G : poids de L'acrotère par mètre linéaire

$$G_1 = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 1712.5 \text{ daN/ml}$$

$$G_2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \cdot 2000 = 12 \text{ da N/ml}$$

$$G = G_1 + G_2 = 183.25 \text{ da N/ml.}$$

II.1.9. Récapitulation de pré dimensionnement :

- Poteau= 50×50 cm
- Poutre p= 30×45cm
- Poutre s (chainage) =30×35cm
- Poutre palière =30×30 cm
- L'épaisseur de plancher = 16+4 cm
- L'épaisseur d'escalier = e = 15cm
- Epaisseur du voile =a= 15 cm

- L'épaisseur le balcons e=16 cm

II.2 .La descente des charges :

II.2.1 . Introduction :

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

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

II.2.2. Evaluation de charges :

1.Plancher :

Plancher terrasse :

La terrasse est inaccessible et est réalisée en dalle en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviale

(Livre : charges permanentes et d'exploitation)

- 1-Protection en gravillon(4cm).
- 2-Etanchéité multicouche.
- 3-Isolation thermique (liège).
- 4-béton de pente (9cm).
- 5- dalle en corps creux.
- 6- Enduit plâtre

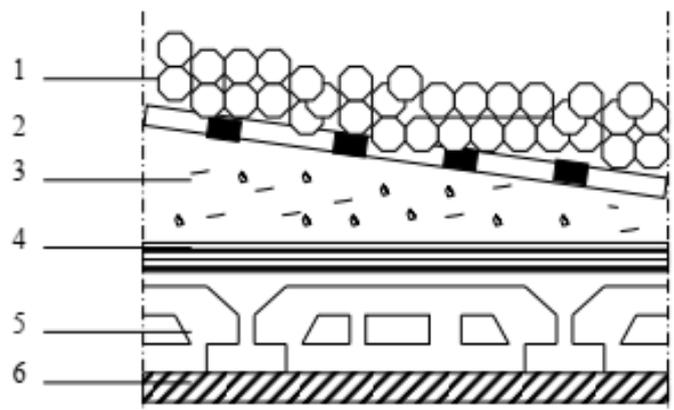


Fig.II. 9 : plancher terrasse.

| N | Designation | e(m) | $\gamma(Kg/m^3)$ | Poide(Kg/m^2) |
|----|-----------------------|------|------------------|-------------------|
| 01 | Gravier | 0.04 | 2000 | 80 |
| 02 | Etanchéité multicouch | 0.02 | 600 | 12 |
| 03 | Isolation thermique | 0.04 | 400 | 16 |
| 04 | Forme de pente | 0.10 | 2200 | 2201 |
| 05 | Dalle en corps creux | 0.20 | -- | 280 |
| 06 | Enduit en plâtre | 0.02 | 1000 | 20 |

Tableau .II. 1 : Charge permanente du Plancher terrasse.

Charge permanente : $G=628 \text{ Kg/m}$

Surcharge d'exploitation : $Q=100 \text{ Kg/m}$

2.Plancher étage courant :

1-Carrelage

2-Mortier de pose

3-Lit de sable

4-Dalle en corps creux

5-Enduit plâtre.

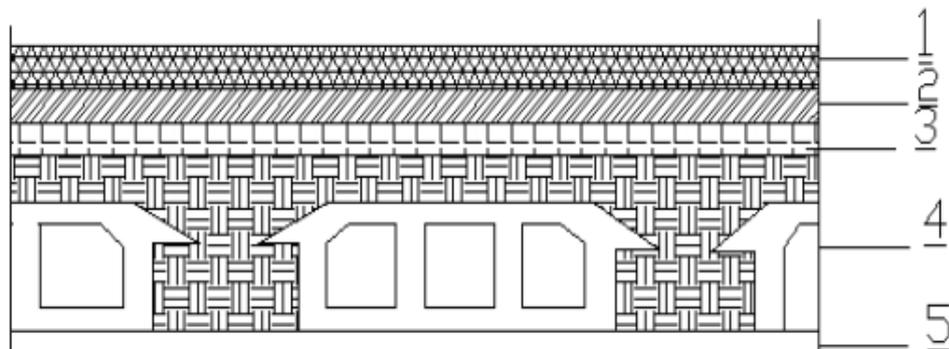


Fig.II .10 : plancher étage courant.

| N | Designation | e(m) | $\gamma(\text{Kg/m}^3)$ | Poide(Kg/m^2) |
|----|-----------------------------|--------|-------------------------|--------------------------|
| 01 | Revêtement de carrelage | 0.02 | 2000 | 40 |
| 02 | Mortier de pose | 0.02 | 2000 | 40 |
| 03 | Forme de pente | 0.02 | 2200 | 44 |
| 04 | Etanchéité multicouch | 0.2 | 600 | 12 |
| 04 | Isolation thermique | 0.04 | 400 | 16 |
| 06 | Plancher à corps creu | 0.16+4 | - | 280 |
| 07 | Enduit en plâtre (cloisons) | 0.02 | 1000 | 20 |

Tableau .II. 2 : Charge permanente du Plancher étage courant.

Charge permanente : $G=452 \text{ Kg/m}^2$

Surcharge d'exploitation: $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$

3.Murs extérieurs en maçonnerie :

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison) avec 30% d'ouverture :

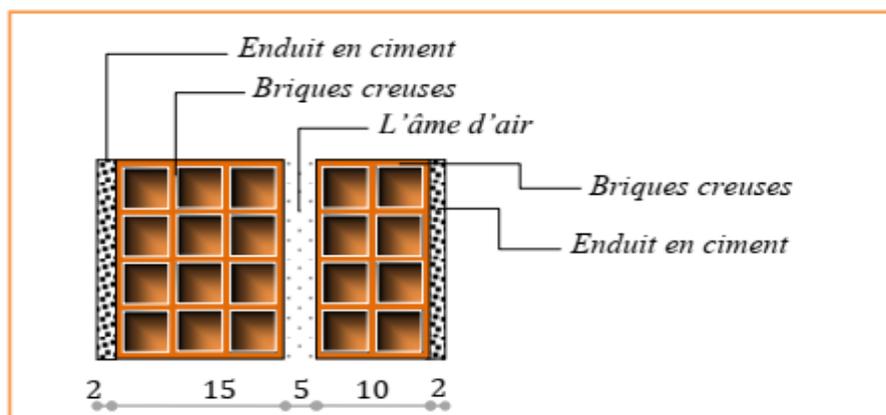


Fig. II.11: Coupe verticale d'un mur extérieur.

❖ **Remarque:**

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'opter des coefficients

selon le pourcentage d'ouvertures :

Murs avec portes (90% G).

Murs avec fenêtres (80% G).

Murs avec portes et fenêtres (70% G).

| N | Désignation de l'élément | e (m) | G(Kg/m ²) |
|----|--|-------|-----------------------|
| 01 | Enduit ciment extérieur par cm 1800 (Kg/m ²) | 0.02 | 36 |
| 02 | Brique creuse de 10 cm | 0.10 | 90 |
| 03 | L'âme d'air | 5 | 0.00 |
| 04 | Brique creuse de 15cm | 0.15 | 130 |
| 05 | Enduit plâtre intérieur par cm 1000 (Kg/m ²) | 0.02 | 20 |

Tableau .II.3: Charge permanente du Murs extérieurs .

Charge permanente : $G=276\text{Kg/ m}^2$

Balcons :**Balcon terrasse :**

| N | Designation | e(m) | $\gamma(\text{kg/m}^3)$ | G(Kg/m ²) |
|---|--------------------------|------|-------------------------|-----------------------|
| 1 | Gravillon de protection | 0.04 | 2000 | 80 |
| 2 | Etanchéité multicouche | 0.02 | 600 | 12 |
| 3 | Isolant thermique (lige) | 0.04 | 400 | 16 |
| 4 | Forme de pente | 0.05 | 2200 | 110 |
| 5 | Plancher en dalle pleine | 0.16 | 2500 | 400 |
| 6 | Enduit en plâtre | 0.01 | 1000 | 10 |

Tableau .II.4:Charge permanente d'un balcon terrasse.

Charge permanente : $G=628\text{ Kg/m}^2$.

Surcharge d'exploitation: $Q = 350\text{ Kg/m}^2$.

Balcon étage courant :

| N | Designation | e(m) | $\gamma(Kg/m^3)$ | G(Kg/m ²) |
|---|--------------------------|------|------------------|-----------------------|
| 1 | Carrelage | 0.02 | 2000 | 40 |
| 2 | Mortier de pose | 0.2 | 2000 | 40 |
| 3 | Lit de sable | 0.02 | 1700 | 34 |
| 4 | Plancher en dalle pleine | 0.16 | 250 | 400 |
| 5 | Enduit de ciment | 0.01 | 1000 | 10 |

Tableau. II .5 :charge permanente etage courant de balcon.

Charge permanente :G=524 Kg/m².

Surcharge d'exploitation: Q = 350 Kg/m².

II.2.2.5 : Acrotère :**Charge:**

G : poids de L'acrotère par mètre linéaire

$$G= 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ kg/m}$$

$$G2=1 \times (0.01 \times 0.6) \cdot 2000 = 12 \text{ kg/ml}$$

$$G=G1+G2=183.25 \text{ kg/ml}$$

Surcharge:

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m.

$$Q \times 1\text{m} = 100 \text{ Kg.}$$

II.2.2.6 : Les escaliers :

❖ Palier

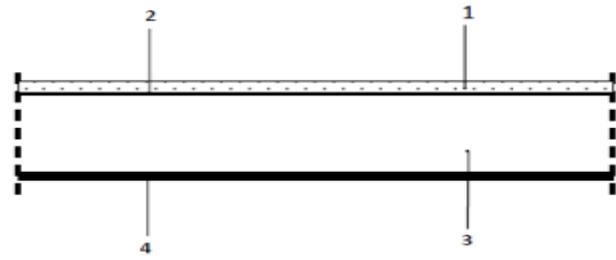


Figure II.12 : composant d'un palier.

| N | Designation | e(m) | $\gamma(KN/m^3)$ | G(KN/m ²) |
|---|------------------|------|------------------|-----------------------|
| 1 | Carrelage | 0.02 | 2000 | 40 |
| 2 | Mortier de pose | 0.02 | 2000 | 40 |
| 3 | Palier | 0.15 | 2500 | 375 |
| 4 | Enduit en plâtre | 0.02 | 1000 | 20 |

Tableau II.6.: Charge permanente et d'exploitation d'un palier.

Charge permanente : $G=475 \text{ Kg/m}^2$.

Surcharge d'exploitation: $Q = 250\text{Kg/m}^2$.

❖ Volée (paillasse) :

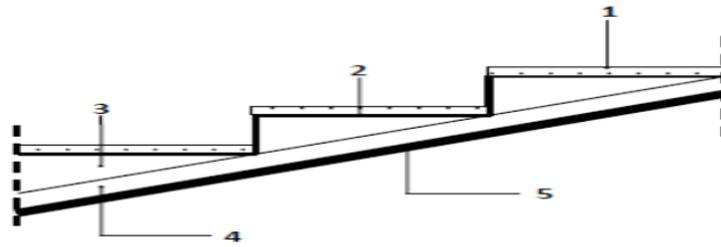


Figure II.13: composant d'une paillasse .

| N | Designation | e(m) | $\gamma(Kg/m^3)$ | G(Kg/m ²) |
|---|------------------|---------------|------------------|-----------------------|
| 1 | Carrelage | 0.02 | 2000 | 40 |
| 2 | Mortier de pose | 0.02 | 2000 | 40 |
| 3 | La marche | 0.17/2 | 2200 | 187 |
| 4 | Paillasse | 0.15/cos 32.5 | 2500 | 445 |
| 5 | Enduit en plâtre | 0.1 | 1000 | 10 |

Tableau II.7: Charge permanente et d'exploitation d'une volée (paillasse).

Charge permanente : $G=722 \text{ Kg/m}^2$.

Surcharge d'exploitation: $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$.

II.2.3.Descente des charges sur le poteau (D3) :

- Pour la toiture ou terrasse : Q_0
- Pour le dernier étage : Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,8Q$
- et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

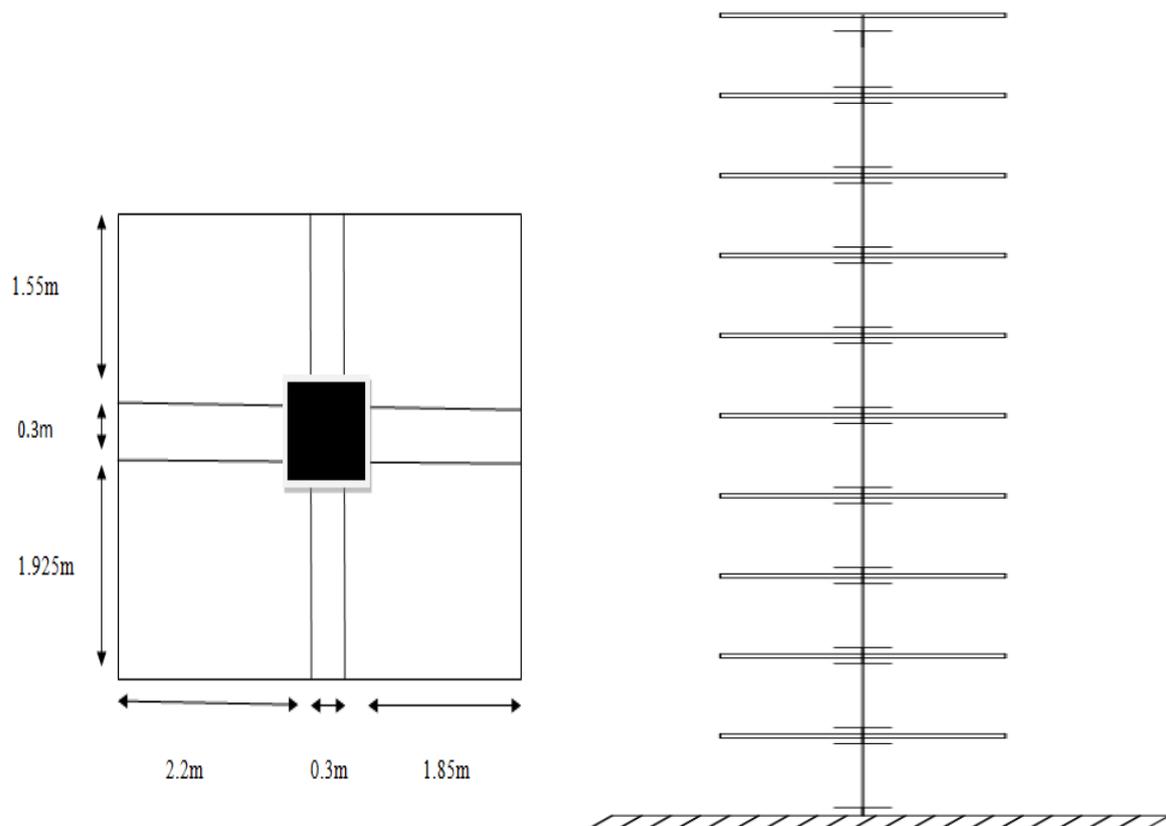


Figure II.14 : poteau intermédiaire.

Surface afférente :

$$S_G = (2.2 + 1.85) \times (1.55 + 1.925) = 14.07m^2.$$

$$S_Q = (2.2 + 1.85 + 0.3) \times (1.55 + 1.925 + 0.3) = 16.42m^2.$$

$$S_{Q_1} = 16.42 - (0.50 \times 0.50) = 16.17m^2.$$

Tableau II. 8 : descente des charges sur le poteau (D3).

| <i>Niveau</i> | <i>Élément</i> | G(kg) | Q(kg) |
|---------------|---|--|--------------|
| 1-1 | Plancher Terrasse:628×14.07= poutre.s : (0,30).(0,35).(3.475)2500= Poutre.p : (0,30).(0,45).(4.05).2500= Sur charge :16.42×100= | 8835.96 912.19 1366.88 | 1642 |
| 2-2 | Venant 1-1 : Poteau : (0,50).(0,50).(3.06).2500= | 11115.03 1912.5 | 1642 |
| 3-3 | Venant 2-2 : Plancher.E.C :452×14.07 poutre.s : (0,30).(0,35).(3.475)2500= Poutre.p : (0,30).(0,45).(4.05).2500= Sur charge :16.17× 150 = | 13027.53 6359.64 912.19 1366.88 | 2425.5 |
| 4-4 | Venant 3-3 : Poteau : (0,50).(0,50).(3.06).2500= | 21666.24 1912.5 | 4067.5 |
| 5-5 | Venant 4-4 : Plancher.E.C :452×14.07 poutre.s : (0,30).(0,35).(3.475)2500= Poutre.p : (0,30).(0,45).(4.05).2500= Sur charge :16.17× 150 × 0.9 = | 23578.74 6359.64 912.19 1366.88 | 2182.95 |
| 6-6 | Venant 5-5 : Poteau : (0,50).(0,50).(3.06).2500= | 32217.45 1912.5 | 6250.45 |
| 7-7 | Venant 6-6 : Plancher.E.C :452×14.07 poutre.s : (0,30).(0,35).(3.475)2500= Poutre.p : (0,30).(0,45).(4.05).2500= Sur charge :16.17× 150 × 0.8 = | 34129.95 6359.64 912.19 1366.88 | 1940.4 |
| 8-8 | Venant 7-7 : Poteau : (0,50).(0,50).(3.06).2500= | 42768.66 1912.5 | 8190.85 |

| | | | |
|-------|---|--|-----------------------------|
| 9-9 | Venant 8-8: Plancher.E.C :452×14.07 poutre.s : (0,30).(0,35).(3.475)2500= Poutre.p : (0,30).(0,45).(4.05).2500= Sur charge :16.17× 150 × 0.7 = | 44681.16 6359.64 912.19 1366.88 | 8190.85 1697.85 |
| 10-10 | Venant 9-9: Poteau :(0,45).(0,50).(3.06).2500= | 53319.87 1912.5 | 9888.7 |
| 11-11 | Venant 10-10 : Plancher.E.C :452×14.07 poutre.s : (0,30).(0,35).(3.475)2500= Poutre.p : (0,30).(0,45).(4.05).2500= Sur charge :16.17× 150 × 0.6 = | 55232.37 6359.64 912.19 1366.88 | 9888.7 1455.3 |
| 12-12 | Venant 11-11 : Poteau :(0,50).(0,50).(3.06).2500= | 63871.08 1912.5 | 11344 |
| 13-13 | Venant 12-12 : Plancher.E.C :452×14.07 poutre.s : (0,30).(0,35).(3.475)2500= Poutre.p : (0,30).(0,45).(4.05).2500= Sur charge :16.17× 150 × 0.5 = | 65783.58 6359.64 912.19 1366.88 | 11344 1212.75 |
| 14-14 | Venant 13-13 : Poteau :(0,50).(0,50).(3.06).2500= | 74422.29 1912.5 | 12556.75 |
| 15-15 | Venant14-14 : Plancher.E.C :452×14.07 poutre.s : (0,30).(0,35).(3.475)2500= Poutre.p : (0,30).(0,45).(4.05).2500= Sur charge :16.17× 150 × 0.5 = | 76334.79 6359.64 912.19 1366.88 | 12556.75 1212.75 |
| 16-16 | Venant15-15 : Poteau :(0,50).(0,50).(3.06).2500= | 84973.5 1912.5 | 13769.5 |
| 17-17 | Venant16-16 : Plancher.E.C :452×14.07 poutre.s : (0,30).(0,35).(3.475)2500= Poutre.p : (0,30).(0,45).(4.05).2500= Sur charge:16.17× 150 × 0.5 = | 86886 6359.64 912.19 1366.88 | 13769.5 1212.75 |
| 18-18 | Venant 17-17 : Poteau :(0,50).(0,50).(3.06).2500= | 95524.71 1912.5 | 14982.25 |
| 19-19 | Venant 18-18 : Plancher.E.C :452×14.07 | 97437.21 6359.64 | 14982.25 |

| | | | |
|-------|--|---------------------|---------|
| | poutre.s : (0,30).(0,35).(3.475)2500= Poutre.p : (0,30).(0,45).(4.05).2500= Sur charge 16.17 × 150 × 0.5 = | 912.19 1366.88 | 1212.75 |
| 20-20 | Venant 19-19 : Poteau : (0,45).(0,50).(3.06).2500= | 106075.92 1912.5 | 16195 |
| | Σ | 107988.42 | 16195 |

Vérification de stabilité de forme Art BAL 91

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

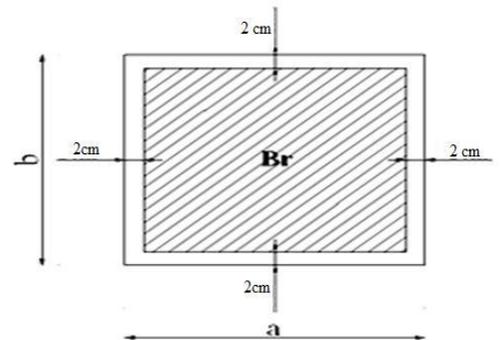
$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

N_u : Effort normal ultime (compression) $N_u = 1,35G + 1,5Q$.

$$N_u = 1,35 \times 1079.8842 + 1,5 \times 161.95 = 1700.76867 \text{ KN.}$$

α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité s
 ($\alpha = f(\lambda)$).



Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br = (a - 0,02)(b - 0,02)$) [m²].

.Poteau (50×50) cm² :

$$Br = (h - 2) (b - 2) = (500 - 2) (500 - 2) = 248004 \text{ mm}^2.$$

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

$$A = \max(A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPA}).$$

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

$$A_{min}^{BAEL} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 500 \times 500}{100} = 500 \text{ mm}^2 \\ \frac{8(b+h)}{100} = \frac{8(500+500)}{100} = 80 \text{ mm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{min}^{BAEL} = \max(500 \text{ mm}^2, 80 \text{ mm}^2) = 500 \text{ mm}^2.$$

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

$$A_{min}^{RPA} = \frac{0.9}{100} \times (500 \times 500) = 2250 \text{ mm}^2$$

$$\text{Alors : } A = \max(500, 2225) = 2025 \text{ mm}^2.$$

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

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y) .$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b}$$

$$\lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 \rightarrow l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{2.142}{0.5} = 14.84.$$

$$\lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{2.142}{0.5} = 14.84.$$

$$\lambda = \max(14.84, 14.84) = 14.84 \leq 50.$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{14.84}{35}\right)^2} = 0.81.$$

$$N_u \leq 0.81 \left[\frac{248004 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{2250 \times 400}{1.15} \right] = 4353973.043 \text{ N.}$$

$$1700768.67 \leq 4353973.043 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

Dimensionnement des poteaux : RPA 99 (ART 7.4.3.1).

Pour le but d'éviter ou limité le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivant :

$$V = \frac{N_d}{B_c + f_{c28}} \leq 0.3 .$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant.

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

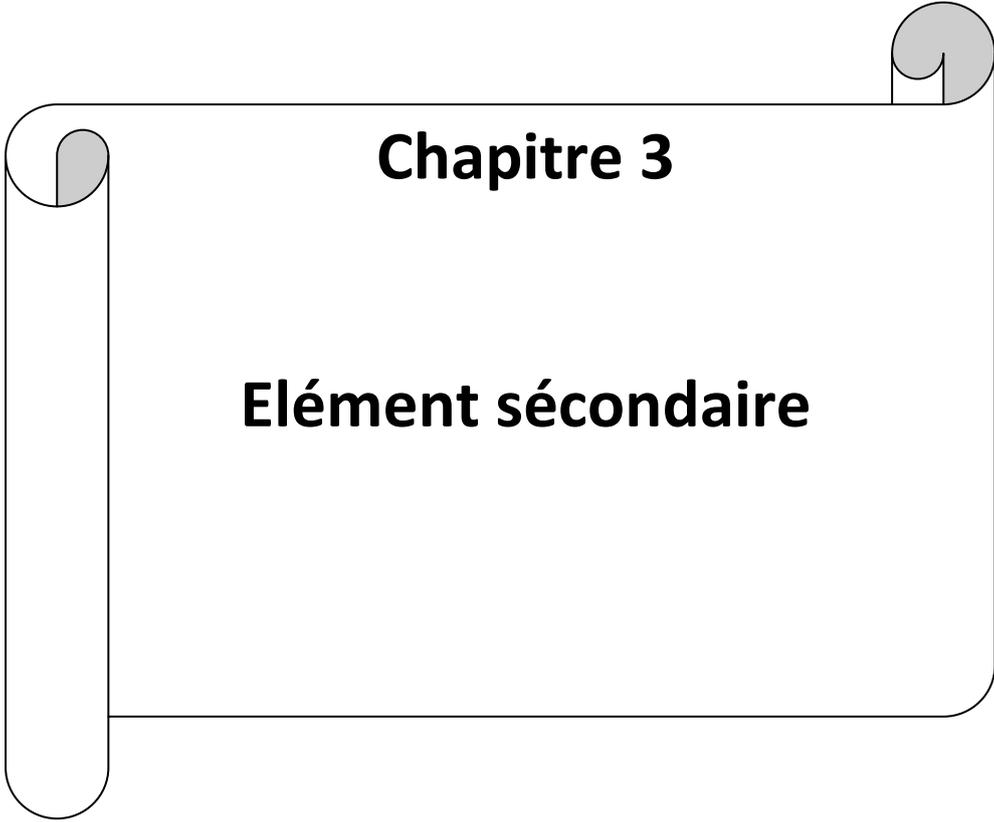
f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton. (25MPa).

$N_{ser} = G + Q = 1079.8842 + 161.95 + 1241.8342$ KN.

$$B_c = (450 \times 500) = 225000 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{12418342.2}{250000 + 25} = 0.2 \leq 0.3 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

On a : toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenables **(50×50) cm²**.



Chapitre 3

Élément secondaire

III. CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III .1.L'acrotère :

III.1.1 Introduction :

L'acrotère est un élément non structural entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

III.1.2. Hypothèses de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.
- Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur.

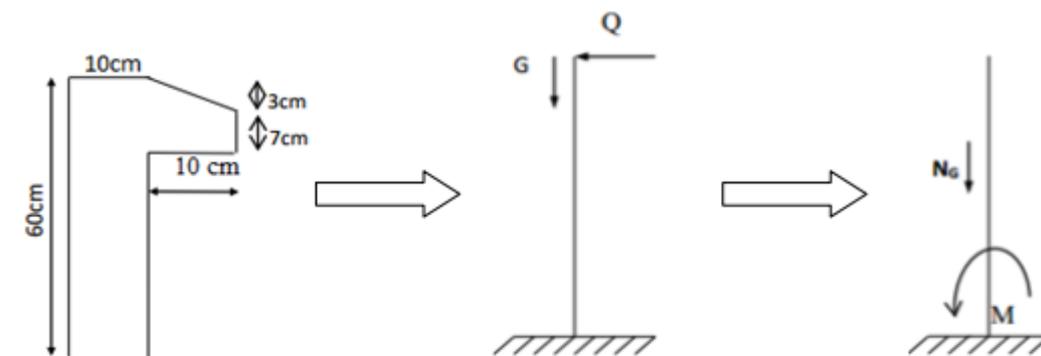


Figure.III .1.1 ::Diagramme des forces internes.

III.1.3.Sollicitation:

Surface:

$$S_1 + S_2 + S_3 = (0,1 \times 0,6) + (0,07 \times 0,1) + (0,1 \times 0,03 \times 0,5)$$

$$S_T = 0.0685 \text{ m}^2$$

Charge:G

G1 : poids de L'acrotère par mètre linéaire.

G2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire.

$$G_1 = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 1712.50 \text{ da N/ml.}$$

$$G_2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \cdot 2000 = 12 \text{ da N/ml}$$

Le poids propre $G = G_1 + G_2 = 1712.5 + 12 = 183.25 \text{ da N/ml.}$

Surcharge : Q

D'après D.T.R.BC.2.2

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due a la main courante est 1000 N/m.

$$Q \times 1 \text{ m} = 1000 \text{ N}$$

Dans une bonde d'un mètre

$$G = 183.25 \text{ N / m.}$$

$$Q = 1000 \text{ N / m.}$$

D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3).

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

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale.

Groupe 2, zone(3) donc :

$$A = 0.25 \quad \text{selon le tableau 4.1}$$

$C_p = 0.80$ élément en console tableau 6.1, donc :

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1832.5 = \Rightarrow F_p = 1466 \text{ N/ml.}$$

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

$$G = 1832.5 \text{ da N/ml} \quad Q = 1466 \text{ da N/ml.}$$

D'une force tranche $T_\mu = F_p = 1466 \text{ N.}$

$$N_u = g = 1832.5 \text{ N.}$$

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

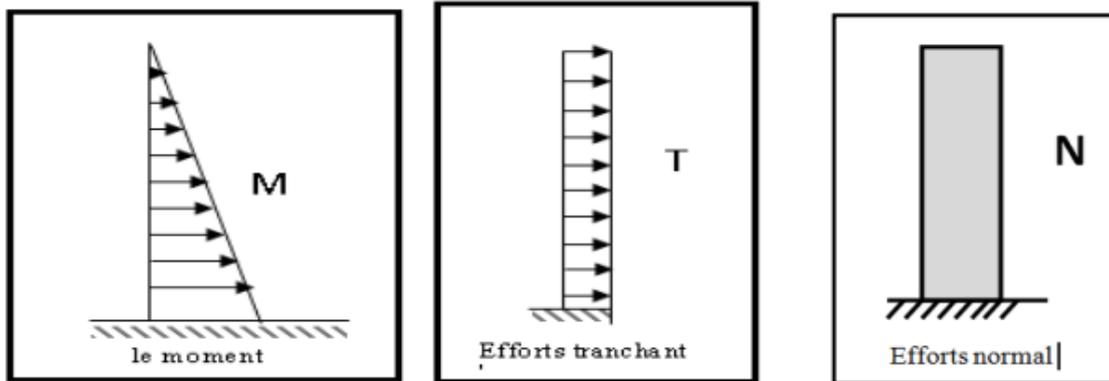


Figure.III.1.2 : schéma statique de M, N, T .

III.1.4. Combinaison d'action:

➤ E.L.U :

$N_u = 1 \times N_g = 1 \times 1832.5 = 1712.5 \text{ N/ml}$; On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

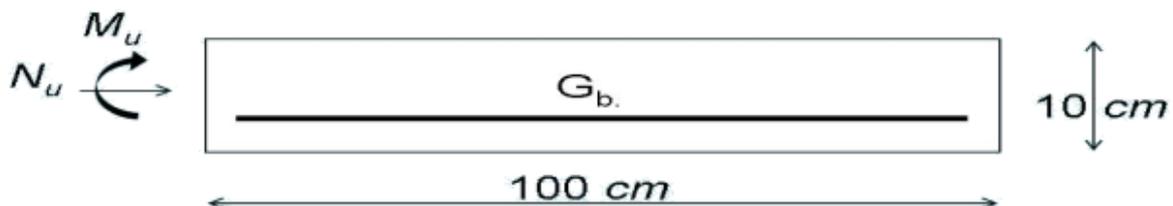
$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 879.6 = 1319.4 \text{ N.m.}$$

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

➤ E.L.S :

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

4.1. Calcul du ferrailage:



- La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$
- On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries ($c=3 \text{ cm}$)

- Armatures Longitudinales :**E.L.U :**

-Détermination de l'excentricité du centre de pression :

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

$$\frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m}$$

$$e = 0.72 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m}$$

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

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

-Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

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

$$\mu = \frac{M_1}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_b} = \frac{1356.05}{14.2 \times 100 \times 7^2} = 0.019 < \mu_l = 0.392.$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.019}) = 0.024$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.024) = 0.9904$$

$$A_1^u = \frac{M_1}{\beta d \sigma_s} = \frac{1356.05}{0.9904 \times 7 \times 348} = 0.562 \text{ cm}^2$$

-Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

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

| M(N.m) | μ | α | β | $A_1^u(\text{cm}^2)$ | $A^u(\text{cm}^2)$ |
|---------|-------|----------|---------|----------------------|--------------------|
| 1356.05 | 0.019 | 0.024 | 0.9904 | 0.562 | 0.5093 |

E.L.S :

-Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{879.6}{1832.5} = 0.48 \text{ m}$$

la section est partiellement comprimée

- La contrainte de traction d'armature :

• D'après le livre (P.CHARON exercices) p 89 formules (77) :

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

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

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

$$\bar{\sigma}_s \leq \min(266.67 ; 201.63)$$

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

La contrainte de compression du béton :

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

-Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

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

$$\mu = \frac{M_1}{b \times d \times \bar{\sigma}_b} = \frac{916.25}{14.2 \times 100 \times 7^2} = 0.0009 < \mu_l = 0.392.$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0011$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.996$$

$$K = 0.0095$$

$$\sigma_b = k \times \bar{\sigma}_s \Rightarrow \sigma_b = 0.0095 \times 201.63 = 1.91 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 1.91 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow A = 0$$

$$A_1^u = \frac{M_1}{\beta d \bar{\sigma}_s} = \frac{916.25}{0.996 \times 7 \times 201.63} = 0.6517 \text{ cm}^2$$

-Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

N est un effort de compression :

$$A^{ser} = A_1^{ser} - \frac{N}{100 \bar{\sigma}_s} = - \frac{1832.5}{100 \times 201.63} = 0.561$$

| M(N.m) | μ | α | β | A_1^u (cm ²) | A^{ser} (cm ²) |
|--------|--------|----------|---------|----------------------------|------------------------------|
| 916.25 | 0.0009 | 0.0011 | 0.996 | 0.6517 | 0.561 |

-Condition De Non Fragilité : CBA article(A.4.2.1)

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

$$A^{min} \geq 0.23 \times 100 \times 70 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A^{min} \geq 0.84 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_l \leq 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max(A^u, A^{ser}, A_l, A^{min})$$

$$\Rightarrow \max(A^u, A^{ser}, 2.5, 0.84) \Rightarrow A_l = 2,5 \text{ cm}^2$$

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

-Vérification De L'effort Tranchant

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{2199}{1000 \times 70} = 0.0314 \text{ MPa}$$

CBA93 article (A.5.1.1).

Les armatures d'âme sont droites, la fissuration est préjudiciable, CBA93 article (A.5.1.2.1.1)

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.196 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

-Armatures de répartition :

$$A^r = \left(\frac{1}{4}, \frac{1}{2}\right) A_l = \left(\frac{1}{4}, \frac{1}{2}\right) 2.51 = (0.6275; 1.255) \quad \Rightarrow A^r = 3 \text{ HA6} = 0.85 \text{ cm}^2.$$

Espacement des armatures :

$$S_L = (33 ; 25) \text{ cm} \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(40; 45) = 45 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

$$A_r = 3 \phi 6 \Rightarrow S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm.}$$

III.1.5 : Ferrailage de l'acrotère :

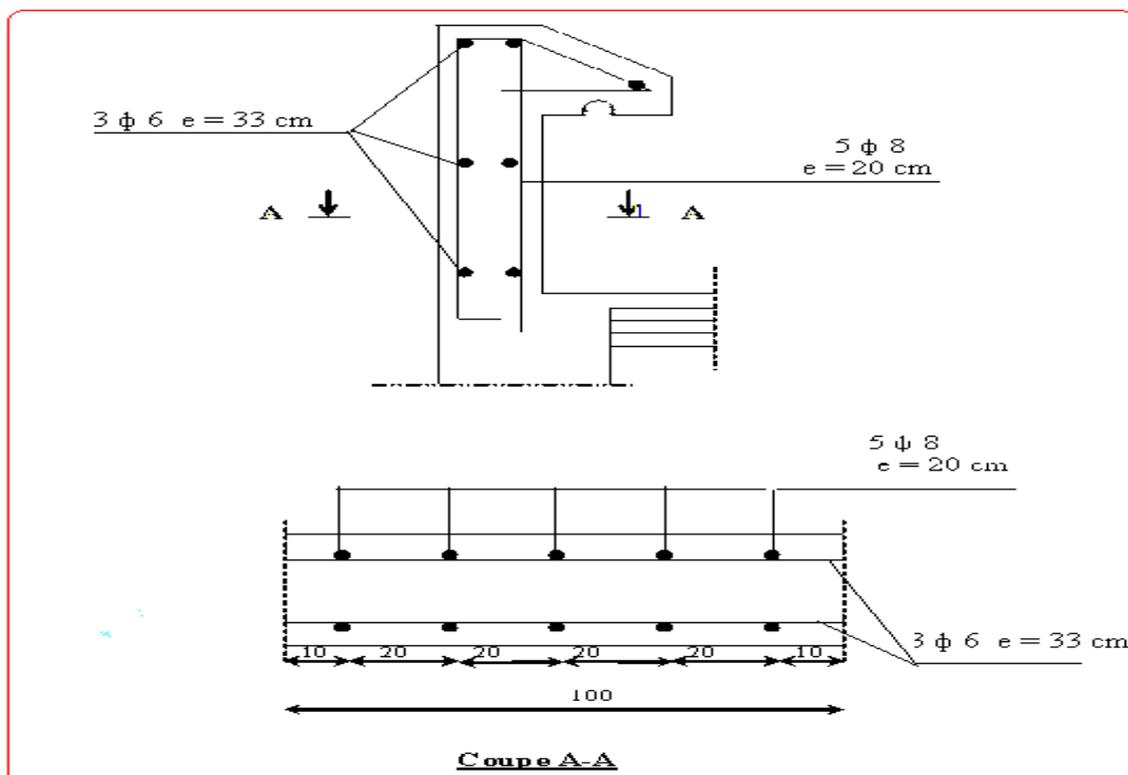


Figure III 1.3 : ferrailage de l'acrotère

III-2 BALCON :

III-2-1.Introduction :

Le balcon est une dalle pleine en B.A, encastrée dans la poutre de rive.

Dans le calcul on prend une bande de 1 mètre.

Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant

Comme une console soumise à la flexion simple dû à :

* G : Poids propre de la console.

* Q : Surcharge d'exploitation.

*P : charge concentrée due au poids des murs extérieurs et l'acrotère. .

*Tous les balcons seront calculés en flexion simple avec une fissuration préjudiciable donc à l'ELS.

On a deux types de dalles pleines (balcons)

III.2.2.Type (1) : $l_x=4.2 \text{ m}$ $l_y =1.31\text{m}$

III.2.2.1.Étage courant :

Charge permanente: $G=5240 \text{ N/m}^2$.

Surcharge d'exploitation: $Q = 3500 \text{ N/m}^2$.

Murs extérieurs : $G=1932 \text{ N/m}$.

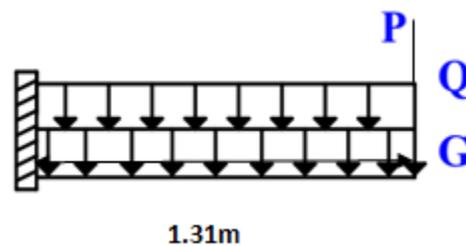


Figure III.2.1: Schéma statique des charges de balcon.

1.1.Calcul des sollicitations :

La hauteur du mur : $h = 3.06-0.16=2.9 \text{ m}$.

On prend une bande de 1 m.

$$P = \gamma_{mur} \times b \times h$$

$$P=1932 \times 2.9 \times 1=5602.8 \text{ N/m}.$$

$$M_u = [(1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times \frac{L^2}{2}] + (1.35 \times P \times L)$$

$$M_u = (1.35 \times 5240 + 1.5 \times 3500) \times \frac{1.31^2}{2} + 1.35 \times 5602.8 \times 1.31 = 20483.16 \text{ N.m.}$$

$$M_{ser} = [(G+Q) \times \frac{L^2}{2}] + (p \times L)$$

$$M_{ser} = (5240 + 3500) \times \frac{1.31^2}{2} + 5602.8 \times 1.31 = 14839.02 \text{ N.m.}$$

$$T_u = [(1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times L] + 1.35 \times P$$

$$T_u = (1.35 \times 5240 + 1.5 \times 3500) \times 1.31 + 1.35 \times 5602.8 = 23708.22 \text{ N.}$$

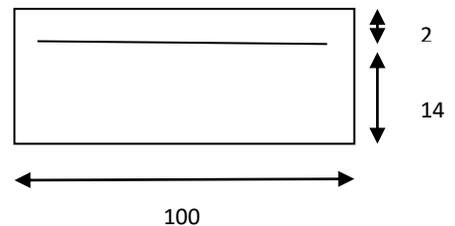
1.2. Calcul du ferrailage a L'E.L.U :

On va calculer le balcon plus sollicité ; celui d'étage courant et on adopte le même ferrailage pour les autres balcons.

-fissuration peu nuisible

On prend : $C = 2 \text{ cm}$; $d = h - C = 16 - 2 = 14 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \mu = \frac{20483.16}{100 \times 14^2 \times 14.2} = 0.073 < \mu_l = 0.392.$$



La section est simplement armée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.095$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.962$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{20483.16}{0.962 \times 14 \times 348} = 4.37 \text{ cm}^2$$

1.3. Vérification :

- Vérification à l'E.L.U :

-Condition de non fragilité : CBA93 article (A.4.2) :

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

$$A^{min} \geq 0.23 \times 100 \times 14 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A^{min} \geq 1.70 \text{ cm}^2.$$

-Pourcentage minimal : CBA93 article (B.5.3.1) :

$$A_l \leq 0.001 bh = 0.001 \times 100 \times 16 = 1.6 \text{ cm}^2.$$

-Contrainte de cisaillement : CBA93 article (A.5.1).

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} = \frac{23708.22}{1000 \times 140} = 0.17 \text{ MPa.}$$

Comme la fissuration est peu nuisible :

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

$$\tau_u = 0.17 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification à l'E.L.S :**

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type feE400, la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie :

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

$$\text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{20483.16}{14839.02} = 1.38$$

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée alors pas de vérification de σ_b .

La fissuration est peu nuisible, alors pas de vérification de σ_s .

-Tant que les deux conditions sont remplies, alors pas de vérification à E.L.S.

Donc :

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A'_{min}) = \max (1.6 ; 1.70 ; 4.37) \text{ cm}^2.$$

$$A = 4.37 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit: } \mathbf{A=6T10=4.71 \text{ cm}^2}$$

-Armature de réparation :

$$A_r = \frac{A_{ad}}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.18 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } \mathbf{A_r=4T8=2.01 \text{ cm}^2}.$$

Espacement des armatures :

A) armature longitudinal :

$$s_l \leq \min (3h; 33\text{cm}) = \min (45; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$Sl = \frac{100}{6} = 16 \leq 33\text{cm} \quad \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

B) armature de répartition :

$$Sr \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45\text{cm.}$$

$$Sl = \frac{100}{4} = 25 \leq 45\text{cm} \quad \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

1.4. Calcul de la flèche : CBA93 article (B.6.5.1).

$$1) \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{F_e} \Rightarrow \frac{A}{14 \times 100} = 0.00312 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{1.31} = 0.122 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

1.5 . Ferrailage du balcon :

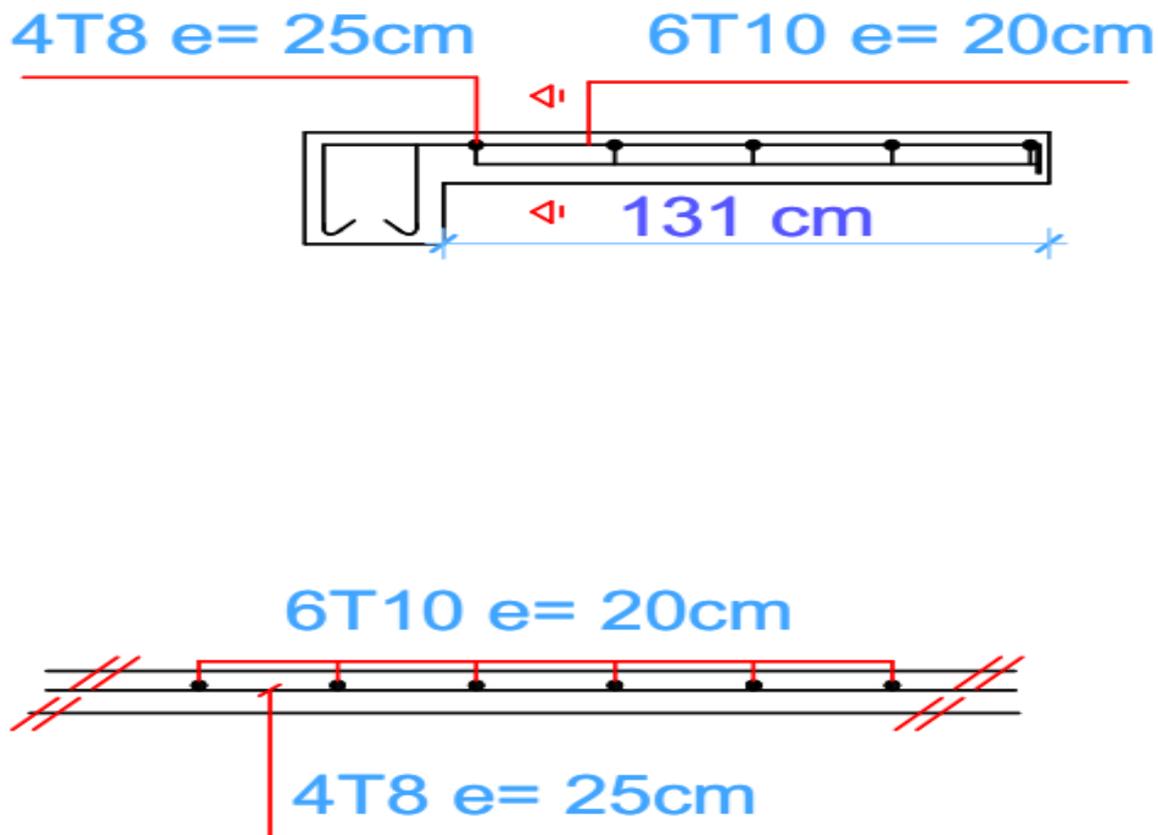


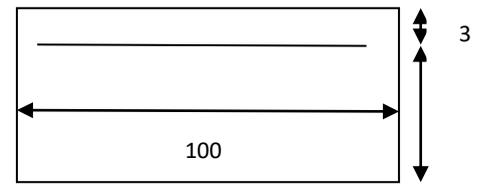
Figure III.2.2 : plan de ferrailage du balcon type 01 (E.C)

III.2.2.2 : Niveau terrasse :

Charge permanente: $G=628 \text{ N/m}^2$.

Surcharge d'exploitation: $Q = 1000\text{N/m}^2$

Charge de l'acrotère : $P =1832.5 \text{ N/ml}$.

**2.1.Calcul des sollicitations :**

$$M_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times \frac{L^2}{2} + 1.35 \times P \times L$$

$$M_u = (1.35 \times 6280) + (1.5 \times 1000) \frac{1.31^2}{2} + 1.35 \times 1832.5 \times 1.31 = 11802.39 \text{ N.m.}$$

$$M_s = (G + Q) \times \frac{L^2}{2} + P \times L = (6280 + 1000) \times \frac{1.31^2}{2} + 1832.5 \times 1.31 = 8647.18 \text{ N.m.}$$

$$T_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times L + 1.35 \times p$$

$$T_u = (1.35 \times 6280 + 1.5 \times 1000) \times 1.31 + 1.35 \times 1832.5 = 15545.055 \text{ N.}$$

2.2.Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

On va calculer le balcon plus sollicité ; celui d'étage terrasse et on adopte le même ferrailage pour les autres balcons

-fissuration peu nuisible

On prend : $C = 3 \text{ cm}$; $d = h - C = 16 - 3 = 13 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \mu = \frac{11802.39}{100 \times 14^2 \times 14.2} = 0.042 < \mu_l = 0.392.$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.054$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.98$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{11802.39}{0.98 \times 14 \times 348} = 2.47 \text{ cm}^2.$$

2.3. Vérification :

- Vérification à l'E.L.U :

-Condition de non fragilité : CBA93 article (A.4.2)

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

$$A^{min} \geq 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A^{min} \geq 1.57 \text{ cm}^2.$$

-Pourcentage minimal CBA93 article (B.5.3.1) :

$$A_l \leq 0.0025 b h = 0.0025 \times 100 \times 16 = 4 \text{ cm}^2.$$

-Contrainte de cisaillement : CBA93 article (A.5.1) :

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} = \frac{15545.055}{1000 \times 130} = 0.12 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est peu nuisible :

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

$$\tau_u = 0.12 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Vérification à l'E.L.S :

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type feE400, la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie :

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

$$\text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{11802.39}{8647.18} = 1.36$$

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{1.36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée alors pas de vérification de σ_b .

La fissuration est peu nuisible, alors pas de vérification de σ_s .

-Tant que les deux conditions sont remplies, alors pas de vérification à l'E.L.S.

Donc :

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A'_{min}) = \max (1.57 ; 4 ; 2.47) \text{ cm}^2.$$

$$A = 4 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit: } A=4T12=4.52 \text{ cm}^2$$

-Armature de réparation :

$$A_r = \frac{A_{ad} - 4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } A_r=4T8=2.01 \text{ cm}^2.$$

Espacement des armatures :

A) armature longitudinal :

$$S_l \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (48; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$S_l = \frac{100}{4} = 25 \leq 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

B) armature de répartition :

$$S_r \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow \min (64 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

$$S_l = \frac{100}{4} = 25 \leq 45 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2.4. Calcul de la flèche : CBA93 article (B.6.5.1).

$$1) \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{F_e} \Rightarrow \frac{4}{13 \times 100} = 0.00308 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{341} = 0.12 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Alors les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'impose pas.

III.2.5 : Ferrailage des balcons :

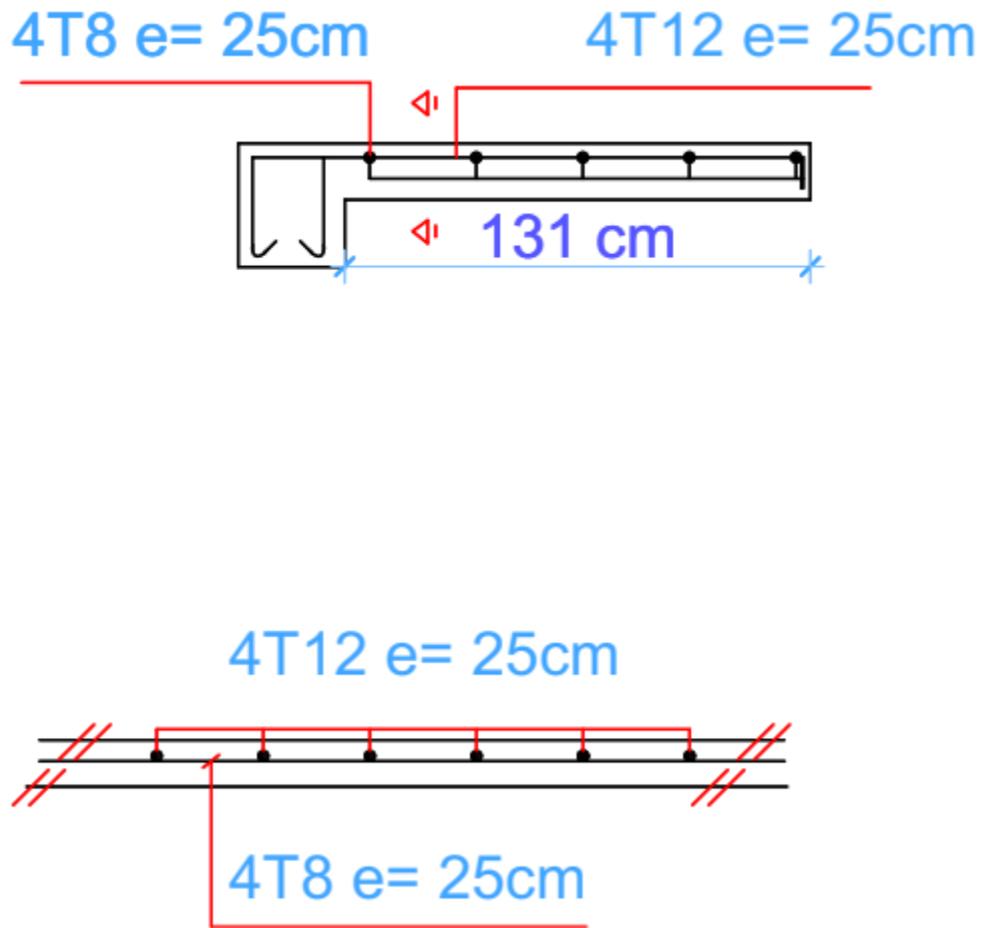


Figure III.2.3 : plan de ferrailage du balcon type 01 (terrasse).

III.3 : Les escaliers :

III.3.1 : Introduction :

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction.

III.3.2 : Méthode de calcul :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

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

❖ Combinaison des charges :

La volée

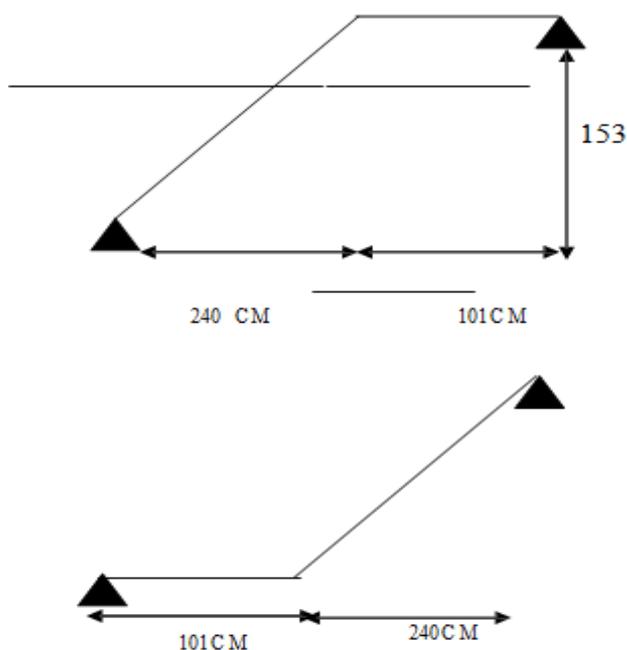
$$G = 7.22 \text{ KN/m}^3$$

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^3$$

Le palier

$$G = 4.75 \text{ KN/m}^3$$

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^3$$



ER

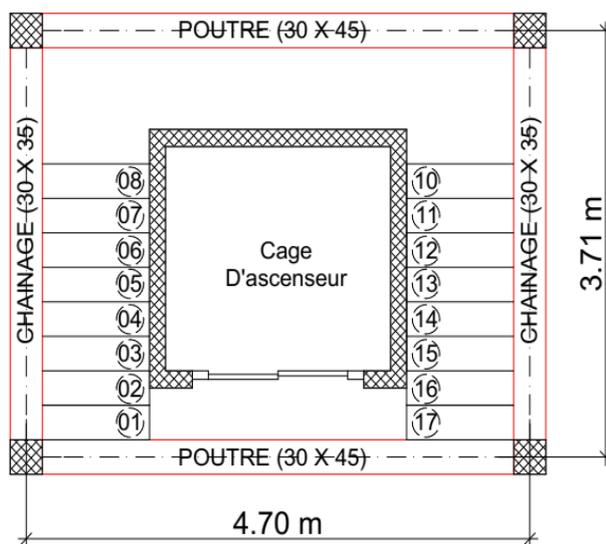


Figure III.3.1 : Schéma statique d'escalie.

❖ **Combinaison d'actions :**

• **E.L.U :** $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1m$

• **E.L.S :** $q_{ser} = (G + Q) \times 1m$

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

| Combinaison | La volée (P1) | Le palier (P2) |
|---------------------|---------------|----------------|
| E.L.U (N/ml) | 13497 | 10162.5 |
| E.L.S (N/ml) | 9720 | 7250 |

Tableau III.3.1 : Calcul des combinaisons.

III.3.3 : Détermination des sollicitations :

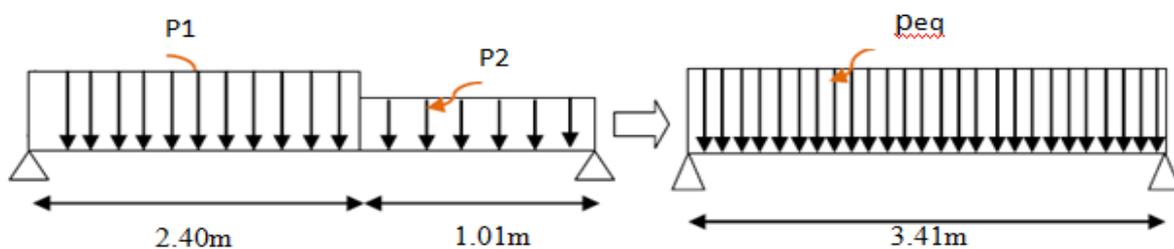


Figure III.3.2 : schéma de charges équivalentes

-La charge équivalente : $Peq = \frac{P_1 \times L_1 + P_2 \times L_2}{L_1 + L_2}$

-Le moment isostatique : $M_0 = Peq \times \frac{L^2}{8}$

-Moment en appuis : $Ma = 0.3 M_0$

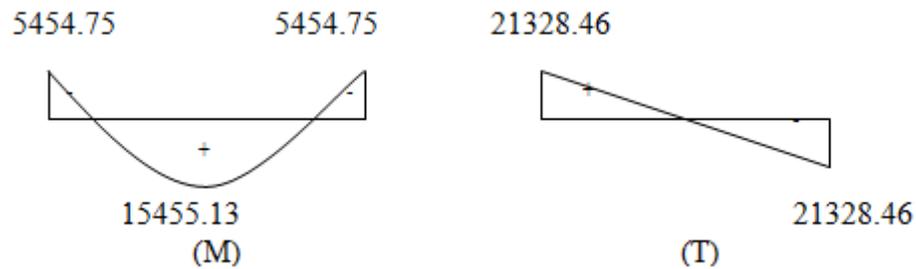
-Moment en travée : $Mt = 0.85 M_0$

-L'effort tranchant : $Tu = Peq \times \frac{L}{2}$

Tableau récapitulatif :

| | Peq (N/ml) | M0 (N.m) | Ma = 0.3 M0 | Mt = 0.85M0 | Tu (N) |
|-----|------------|----------|-------------|-------------|----------|
| ELU | 12509.36 | 18182.51 | 5454.75 | 15455.13 | 21328.46 |
| ELS | 8988.42 | 13064.78 | 3919.43 | 11105.06 | 15325.26 |

-ELU :



-ELS :

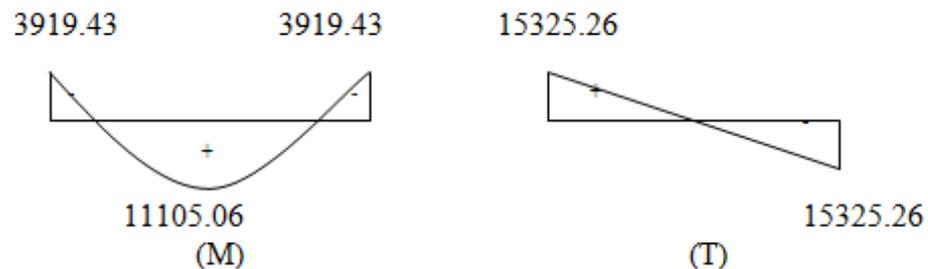


Figure III.4.3 : schéma des moments et l'effort tranchant de l'escalier.

III .3.4 : Calcule du ferrailage :

Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de 1 m de largeur.

III .3.4.1 : Les armatures longitudinales :

a) E.L.U : $f_{ce} = 400 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$, $\sigma_b = 14.2 \text{ MPa}$. $\mu_{el} = 0.392$, $\mu < \mu_{el}$

$$\Rightarrow A' = 0 \text{ avec : } \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

L'enrobage: $c = 2 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$, $d = 0.9 \times e = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$.

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) , \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) , \quad A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} .$$

| Element | Mu (N.m) | μ | μl | Condition | A' | α | B | Acale(cm ²) |
|---------|----------|--------|---------|---------------|----|----------|-------|-------------------------|
| Appuis | 5454.75 | 0.021 | 0.392 | $\mu < \mu l$ | 0 | 0.0265 | 0.989 | 1.17 |
| Travée | 15455.13 | 0.0597 | 0.392 | $\mu < \mu l$ | 0 | 0.077 | 0.969 | 3.40 |

b) ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

| Elément | α | Mu (N.m) | Ms (N.m) | γ | $f_{c28}(Mpa)$ | $\bar{\alpha}$ | Condition |
|---------|----------|----------|----------|----------|----------------|----------------|-----------|
| Appuie | 0.0265 | 5454.75 | 3919.43 | 1.39 | 25 | 0.445 | c.v |
| Travée | 0.077 | 15455.13 | 11105.06 | 1.39 | 25 | 0.445 | c.v |

• Condition de non fragilité : CBA93 article (A.4.2.1)

Section minimale d'armatures : BAEL91 (art A.4.2, 1)

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

$$As_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400}$$

$$As_{min} \geq 1.63 cm^2$$

• Pourcentage minimal : CBA93 article (B.6.4)

$$A_{\min} \leq 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min \text{ MAX}} = \max(A_{s \text{ min}} ; A_{\min}) \Rightarrow A_{s \text{ min}} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A = \max(A_s ; A_{\min \text{ MAX}}) = A_s$$

| Elément | As (cm ²) | Amin MAX (cm ²) | Amax (cm ²) | Aadp (cm ²) |
|---------|-----------------------|-----------------------------|-------------------------|---------------------------|
| Appuie | 1.17 | 1.63 | 1.63 | 4HA8=2.01cm ² |
| Travée | 3.40 | 1.63 | 3.40 | 4HA12=4.52cm ² |

• Armatures de répartition :

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

| Elément | As (cm ²) | Ar(cm ²) | Ar adp (cm ²) |
|---------|-----------------------|----------------------|---------------------------|
| Travée | 4.52 | 1.13 | 4HA8=2.01cm ² |
| Appuie | 2.01 | 0.5025 | 3HA6=0.85cm ² |

III.3.4.2 : Espacement entre les armatures : (BAEL 91 A.8.2.42)

a) Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min (3h; 33\text{cm}) = \min (45; 3) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Travée } S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV.}$$

$$\text{Appui } S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV.}$$

b) Armatures de répartitions :

$$St \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(60; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Travée : } St = \frac{b}{n} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \leq 45\text{cm} \Rightarrow \text{CV.}$$

$$\text{Appui : } St = \frac{b}{n} = \frac{100}{3} = 33\text{cm} \leq 45\text{cm} \Rightarrow \text{CV.}$$

III.3.5 : Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_U}{bd} = \frac{21328.46}{1000 \times 135} = 0.158 \text{ MPa} \quad \text{CBA93 article (A.5.1.1).}$$

Les armatures d'âme sont droites, la fissuration est préjudiciable, CBA93 article (A.5.1.2.1.1)

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

$$\tau_u = 0.158 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

III.3.6 : Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1) (escalier RDC).

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow M_t = 0.85M_0 ; \frac{15}{341} = 0.043 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \Rightarrow \text{condition non vérifier}$$

$$2) \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{F_e} \Rightarrow \frac{3.40}{13.5 \times 100} = 0.0025 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

$$3) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{341} = 0.043 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition non vérifier}$$

❖ Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc il faut évaluer la flèche.

III .3.7: Evaluation des flèches : CBA93 article (B.6.5.2) :

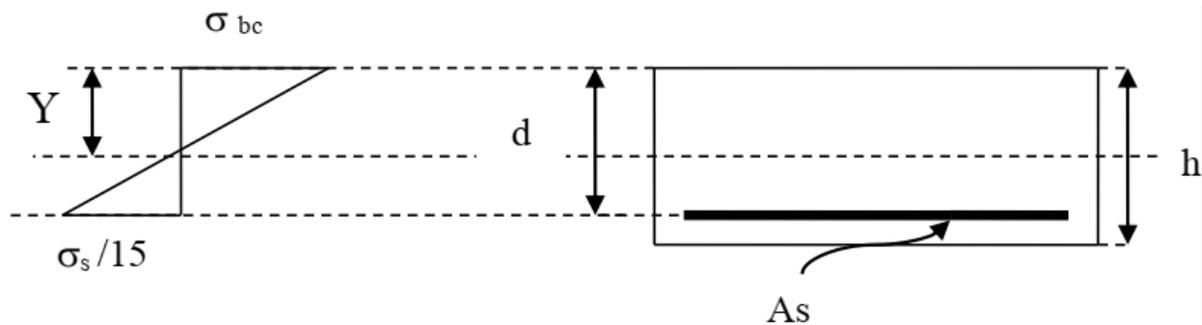
La part de la flèche totale Δf_t qui doit être comparée aux limites admissibles a pour

valeur : $\Delta f_t = (f_v - f_j) + (f_p - f_g) < f_{adm}$

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5 m (BAEL 91(art B.6.5. 3)).

1) La paillasse :

•Position du centre de gravité de la section homogène :



$$Y_G = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A \cdot d}{b \cdot h + \eta \cdot A} = \frac{100 \times 15 \times \frac{15}{2} + 15 \times 3.40 \times 13.5}{100 \times 15 + 15 \times 3.40} = 7.70 \text{ cm}$$

Alors :

$$Y'G = h - Y_G = 115 - 7.70 = 7.6 \text{ m}$$

$$\delta = Y'G = d - Y_G = 13.5 - 7.7 = 5.8 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie rendue homogène :

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

$$I_0 = \left[\frac{100 \times 15^3}{12} + 100 \times 15 \left(\frac{15}{2} - 7.70 \right) \right] + 3.4 \times 15 (13.5 - 7.70)^2 = 30542.79 \text{ cm}^4 + 29540.64$$

•Déformations instantanées :

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

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{3.4}{100 \times 13.5} = 0.00251$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100}\right) 0.00251} = 8.37$$

• Déformations de longue durée :

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = 3.35$$

III.3.8 : Calcul des moments fléchissant a E.L.S :

g: C'est l'ensemble des charges permanentes.

j : Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

P: C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

• Charge avant mise du revêtement(J) :

$$j_{eq} = \frac{(G_{dalle\ plane} \times L_{palier}) + (\text{poide de la paillasse} + \text{poide de marche}) \times L_{paillasse}}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$j_{eq} = \frac{(3750 \times 1.01) + (4450 + 1870) \times 2.4}{1.01 + 2.4} = 5558.80 \text{ N/ml.}$$

• Charge après mise du revêtement(g) :

$$g_{eq} = \frac{(G_{palier} \times L_{palier}) + (G_{paillasse} \times L_{paillasse})}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$g_{eq} = \frac{(4750 \times 1.01) + (7220 \times 2.4)}{1.01 + 2.4} = 6488.42 \text{ N/ml.}$$

Charge à l'ELS :

$$P = g_{eq} + Q = 6448.42 + 2500 = 8948.42 \text{ N/ml.}$$

• Les moments correspondants :

$$M_j = \frac{j_{eq} \times L^2}{8} = \frac{5558.80 \times 3.41^2}{8} = 8079.79 \text{ N.ml.}$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \times L^2}{8} = \frac{6488.42 \times 3.41^2}{8} = 9430.99 \text{ N.ml.}$$

$$M_p = \frac{p \times L^2}{8} = \frac{8948.42 \times 3.41^2}{8} = 13006.64 \text{ N.ml.}$$

- Calcul des contraintes :

$$\rho_l = \rho \cdot 100 = 0.00349 \times 100 = 0.349$$

$$\beta_l = 0.910 \text{ (Tableau BAEL 91 page 316)}$$

$$\sigma_j = \frac{M_j}{A_T \times \beta \times d} = \frac{8079.79}{3.40 \times 0.910 \times 13.5} = 193.43 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_g = \frac{M_g}{A_T \times \beta \times d} = \frac{9430.99}{3.40 \times 0.910 \times 13.5} = 225.79 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_p = \frac{M_p}{A_T \times \beta \times d} = \frac{13006.64}{3.40 \times 0.910 \times 13.5} = 311.39 \text{ MPa.}$$

- Calcul de coefficients μ :

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00251 \times 193.43 + 2.1} = 0.090$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00251 \times 225.79 + 2.1} = 0.159$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00251 \times 311.39 + 2.1} = 0.297$$

Module de déformation longitudinale instantané :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa.}$$

Module de déformation longitudinale différée :

$$E_i = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.9 \text{ MPa.}$$

- Calcul des inerties :

$$I_0 = 30542.79 \text{ cm}^4$$

$$I_j = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 30542.79}{1 + 8.37 \times 0.090} = 19162.19 \text{ cm}^4$$

$$I_g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 30542.79}{1 + 8.37 \times 0.159} = 14414.20 \text{ cm}^4$$

$$I_p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 30542.79}{1 + 8.37 \times 0.297} = 9638.01 \text{ cm}^4$$

$$I_v = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 30542.79}{1 + 3.35 \times 0.159} = 21920.90 \text{ cm}^4$$

Flèche correspondant :

$$F_j = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_j} = \frac{8079.79 \times 341^2}{10 \times 23164.2 \times 19162.19} = 0.212 \text{ cm}$$

$$F_g = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_g} = \frac{9430.99 \times 341^2}{10 \times 23164.2 \times 14414.20} = 0.33 \text{ cm}$$

$$F_p = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_p} = \frac{13006.64 \times 341^2}{10 \times 23164.2 \times 9638.01} = 0.677 \text{ cm}$$

$$F_v = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_v} = \frac{9430.99 \times 341^2}{10 \times 23164.2 \times 21920.90} = 0.215 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = (f_v - f_j) + (f_p - f_g) = (0.215 - 0.212) + (0.677 - 0.33) = 0.35 \text{ cm}$$

Selon BAEL 91 Chapitre 11

$$\Delta F_{tot} \leq F_{adm} = \frac{L}{500} ; \text{si } L \leq 5 \text{ m} ; L=341 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{341}{500} = 0.682.$$

$$\Delta F_{tot} = 0.35 \text{ cm} \leq F_{adm} = 0.682 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ CV.}$$

III.3.9 : Ferrailage de l'escalier :

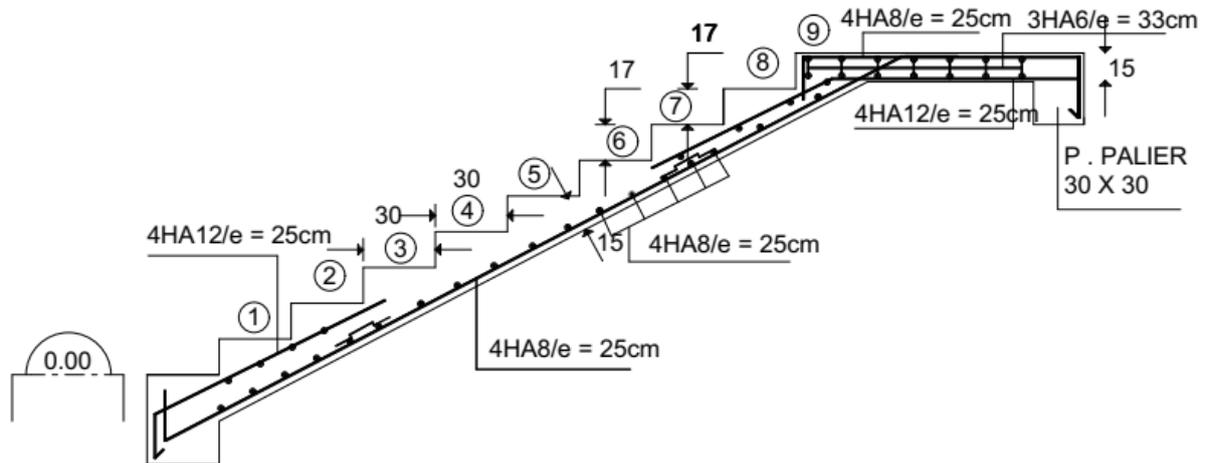


Figure IV.3.3 : Schéma ferrailage de l'escalier.

III.4.2 :Poutre palière :

III.4 . 1 :Introduction :

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

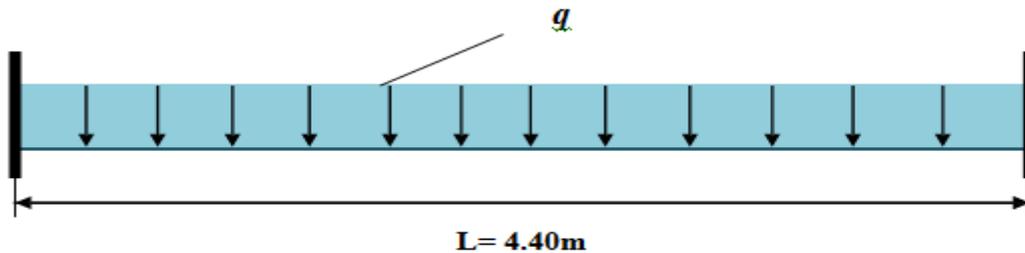


Figure III.4.4. : Le schéma statique de la poutre palière.

III.4.2 :Pré dimensionnement :

-Condition du porté (BAEL91) :

$$h = \left(\frac{L_{max}}{15}, \frac{L_{max}}{10} \right).$$

$$L_{max} = 440 \text{ cm}$$

$$29.33 \text{ cm} \leq h \leq 44 \text{ cm}$$

On prend donc : **h = 30 cm**

$$b \geq (0.30 \div 0.6).h \Rightarrow b \geq (0.30 \div 0.6)30$$

$$b \geq (9 \div 18)$$

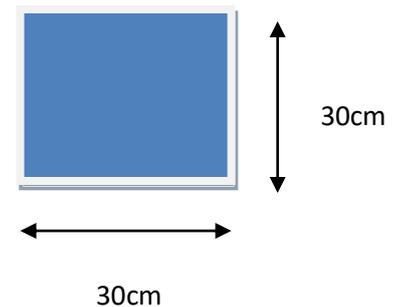
On prend donc : **b = 30 cm**

-Condition de RPA 99 (art.7.5.1) :

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

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

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow (30 / 30) = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$



Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une section de poutre longitudinales égale à **(30×30) cm²**.

III.4.3 :Méthode de calcul

La poutre palière est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

III.4 .4 :Evaluations des charges :

- Poids propre de la poutre : $0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.250$ KN/ml.

- poids du mur : $1.53 \times 1.932 = 2.956$ KN/ml.

-Poids de palier: $G = 4.75$ KN/m².

-Poids de la paillasse : $G_p = 7.22$ KN/m².

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

$$q_{du} = 4.75 \times 1 = 4.75 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Pu} = 7.22 \times 1 = 7.22 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{Donc : } q_{eq} = \frac{(4.75 \times 1.01) + (7.22 \times 2.4)}{3.41} = 6.49 \text{ KN}$$

$$P = q_{eq} \times \frac{l}{2} = 6.49 \times \frac{3.41}{2} = 11.06 \text{ KN/m}$$

$$G = p + p_{mur} + p_{poutre} = 11.06 + 2.956 + 2.25 = 16.275 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

III.4 .5 :Combinaison d'actions :

- **E.L.U :** $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 \text{ m}$

- **E.L.S :** $q_{ser} = (G + Q) \times 1 \text{ m}$

Tableau récapitulatif :

$$M_a = p l^2 / 12; \quad M_t = ; p l^2 / 24 \quad T_u = p l / 2 ;$$

| | P (N/ml) | M0 (N.m) | Mt | Ma | Tu=pl/2 |
|------------|----------|-----------|----------|----------|----------|
| ELU | 25721.25 | 62245.425 | 20748.46 | 41496.95 | 56586.75 |
| ELS | 18775 | 45435.5 | 15145.17 | 30290.34 | 41305 |

III.4 .6 : Calcul de ferrailage :(armatures longitudinales)

❖ E.L.U :

-l'enrobage : $C \geq e + \frac{\emptyset}{2}$; $\emptyset \geq \frac{h}{10} = \frac{30}{10} = 3cm$.

$$e = 1cm \Rightarrow C \geq 1 + \frac{3}{2} = 3cm.$$

Donc on adopte $C = 2cm \Rightarrow d = h - c = 30 - 3 = 27cm$.

-Les armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_b} , \beta = (1 - 0.4 \alpha) , \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) , A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} .$$

| Elément | M_U (N.m) | μ | μ_1 | α | β | A_{cal} (cm ²) |
|---------|-------------|-------|---------|----------|---------|------------------------------|
| Appuis | 41496.95 | 0.134 | 0.392 | 0.180 | 0.928 | 4.76 |
| Travée | 20748.46 | 0.067 | 0.392 | 0.867 | 0.653 | 2.38 |

- E. L. S :

* La fissuration est peut nuisible donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

* Section rectangulaire, flexion simple, Les aciers de type FeE 400 : Donc la vérification de σ_b est intitulé si la condition suivant est remplie :

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

| Elément | α | M_u | M_s | γ | F_{c28} | $\bar{\alpha}_1$ | Condition |
|---------|----------|----------|----------|----------|-----------|------------------|-----------|
| Appuis | 0.180 | 41496.95 | 30290.34 | 1.37 | 25 | 0.44 | c.v |
| Travée | 0.867 | 20748.46 | 15145.17 | 1.37 | 25 | 0.44 | c.v |

• Condition de non fragilité : CBA93 article (A.4.2.1)

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

$$A_{t\min} \geq 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.978 \text{ cm}^2.$$

- Pourcentage minimale : BAEL91 (art B.6.4)

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

$$A'_{\min} = 0,001 \times 30 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimale : RPA99

$$A_{\min}^{\text{RPA}} \leq 0,005. b \times h$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} \leq 0,005 \times 30 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

- Tableau Récapitulatif :

| Elément | $A_{cal}(\text{cm}^2)$ | $A_{tmin}(\text{cm}^2)$ | $A'_{\min}(\text{cm}^2)$ | $A_{\min}^{\text{RPA}}(\text{cm}^2)$ | $A_{max}(\text{cm}^2)$ | $A_{adoption}(\text{cm}^2)$ |
|---------|------------------------|-------------------------|--------------------------|--------------------------------------|------------------------|-----------------------------|
| Travée | 2.38 | 0.978 | 0.9 | 4.5 | 4.5 | 3HA14=4.62 |
| Appuis | 4.76 | 0.978 | 0.9 | 4.5 | 4.76 | 3HA16=6.03 |

Diamètre minimale \emptyset_t CBA93 article (A.7.2.2) :

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}, \emptyset_t, \frac{b_0}{10}\right)$$

Φl : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{30}{35}, 10, \frac{30}{10}\right) = (0.85, 10, 3) \Rightarrow \text{Soit : } \emptyset_t = 8 \text{ mm.}$$

III.4.7 : Vérification :

III.4.7.1 : Vérification de l'effort tranchant : CBA93 article (A.5.1).

La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{T_u}{bd}$

T_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

b_0 : Désigne la largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$T_U = 56586.75 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = \frac{56586.75}{300 \times 270} = 0.70 \text{ MPa.}$$

Les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne), donc

« τ_u » doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = (3.25, 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.70 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

III.4.7.2 : Espacement des cadres St: CBA93 article (A.5.1, 22-23).

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

* Dans la zone nodale : $S_t(1) \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm}\right)$

$$= \min(7.5; 12; 30) \text{ cm} \quad \Rightarrow S_t(1) = 7.5 \text{ cm.}$$

* Dans la zone courante : $S_t(2) \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} \quad \Rightarrow S_t(2) = 15 \text{ cm.}$

$$A_T = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.5$$

* La longueur de la zone nodale : $L' = 2.h = 60 \text{ cm} \quad \Rightarrow L' = 60 \text{ cm.}$

La quantité des armatures transversales :

* **BAEL91: (art A.5.1, 2):**

$$A_T \geq 0.4 \times b_0 \times \frac{S}{f_e} \Rightarrow 0.4 \times 30 \times \frac{15}{235} \Rightarrow 0.76 \text{ cm}^2$$

$$A_T \geq \frac{b_0 \times S \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.8 f_e} \Rightarrow A_T \geq \frac{30 \times 15 \times (0.70 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 235} = 0.17 \text{ cm}^2$$

* **RPA 99:**

$$A_T = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.5 \text{ cm}^2$$

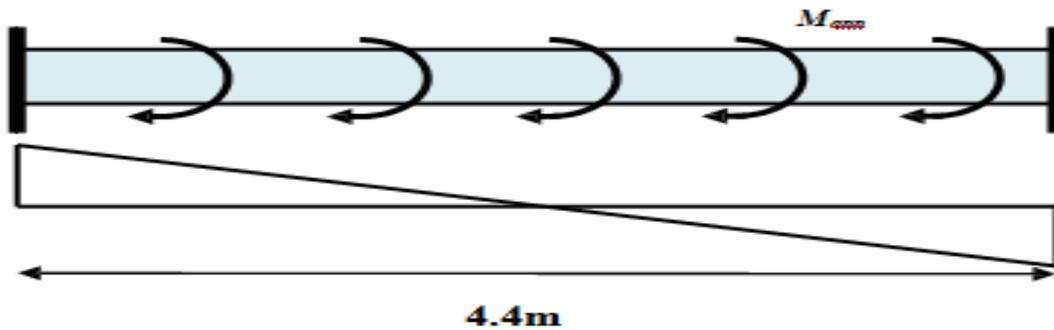
$$A_t = \max(A_t^{BAEL}; A_t^{RPA}) \Rightarrow A_t = A_t^{RPA} = 1.5 \text{ cm}^2$$

III.4.8. Calcul de la poutre à la torsion :

Torsion de la poutre palier est provoqué par la flexion de l'escalier.

$$M_t = M_a (\text{Escalier}) = 5454.75 \text{ N.m}$$

$$T_u = M_{qpp} L / 2 = (5454.75 \times 4.4) / 2 = 12000.45 \text{ N.}$$



On utilise les règles exposées dans le BAEL91 [4].

-Contrainte tangente due à l'effort tranchant :

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi b_t est égale aux $(1/6)$ du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section..

$$\tau_{uv} = \frac{T_u}{2\Omega b_0}$$

$$b_0 = b_t = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

Ω : Aire de contour à nu épaisseur

$$\Omega : (h - b_t) (b - b_t) = 25 \times 25 = 625 \text{ cm}^2$$

Le couple de torsion maximale: $T_u = 12000.45 \text{ N.}$

$$\tau_{uv} = \frac{12000.45}{2 \times 625 \times 5} = 1.92 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{uv} = 1.92 \text{ MPa}$$

Résistance en torsion et flexion

$$\tau_u^2 + \tau_{uv}^2 \leq \tau_{ulitim}^2 \quad \text{Section poeine}$$

$$0.7^2 + 1.92^2 = 4.1764 \text{ MPa} \leq \tau_{ulitim}^2 = 10.56 \text{ MPa} \dots \dots \dots cv$$

- Les armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{\mu T_u}{2.0 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

μ : paramètre de la section efficace

$$\mu = 2[(h - b_t) + (b - b_t)] = 100 \text{ cm}$$

$$A_l = 2.80 \text{ cm}$$

- Les armatures transversales :

$$A_t = \frac{T_u S_t'}{2.0 \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{12000.45 \times 15}{2 \times 625 \times \frac{400}{1.15}} = 0.41 \text{ cm}^2$$

- Section minimale des armatures : BAEL 91

$$1) \frac{\Sigma A_l f_e}{b_0 \mu} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{2.8 \times 400}{5 \times 100} = 2.24 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \dots \text{ cv}$$

$$2) \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{0.41 \times 400}{5 \times 15} = 2.19 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \dots \text{ cv}$$

III .4.8. Les armatures :

-Les armatures longitudinales :

| Elément | A_f | A_l | A_{adpter} |
|---------|-------|-------|------------------------------------|
| Appui | 4.76 | 2.8 | 3HA16+3HA12 = 8.29 cm ² |
| Travée | 4.5 | 2.8 | 3HA16+3HA12 = 8.29 cm ² |

- Les armatures transversales :

Donc soit $A_t = 4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

III .4.8. Vérification de la flèche : CBA93 (article B.6.5.1)

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow \frac{0.3}{4.4} = 0.068 \geq \frac{20748.46}{10 \times 62245.425} = 0.033 \Rightarrow \text{Condition vérifié .}$$

$$2) \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{F_e} \Rightarrow \frac{8.28}{30 \times 27} = 0.0102 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifié .}$$

$$3) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.30}{4.40} = 0.068 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifié .}$$

III.4.9: Ferrailage de la poutre palière :

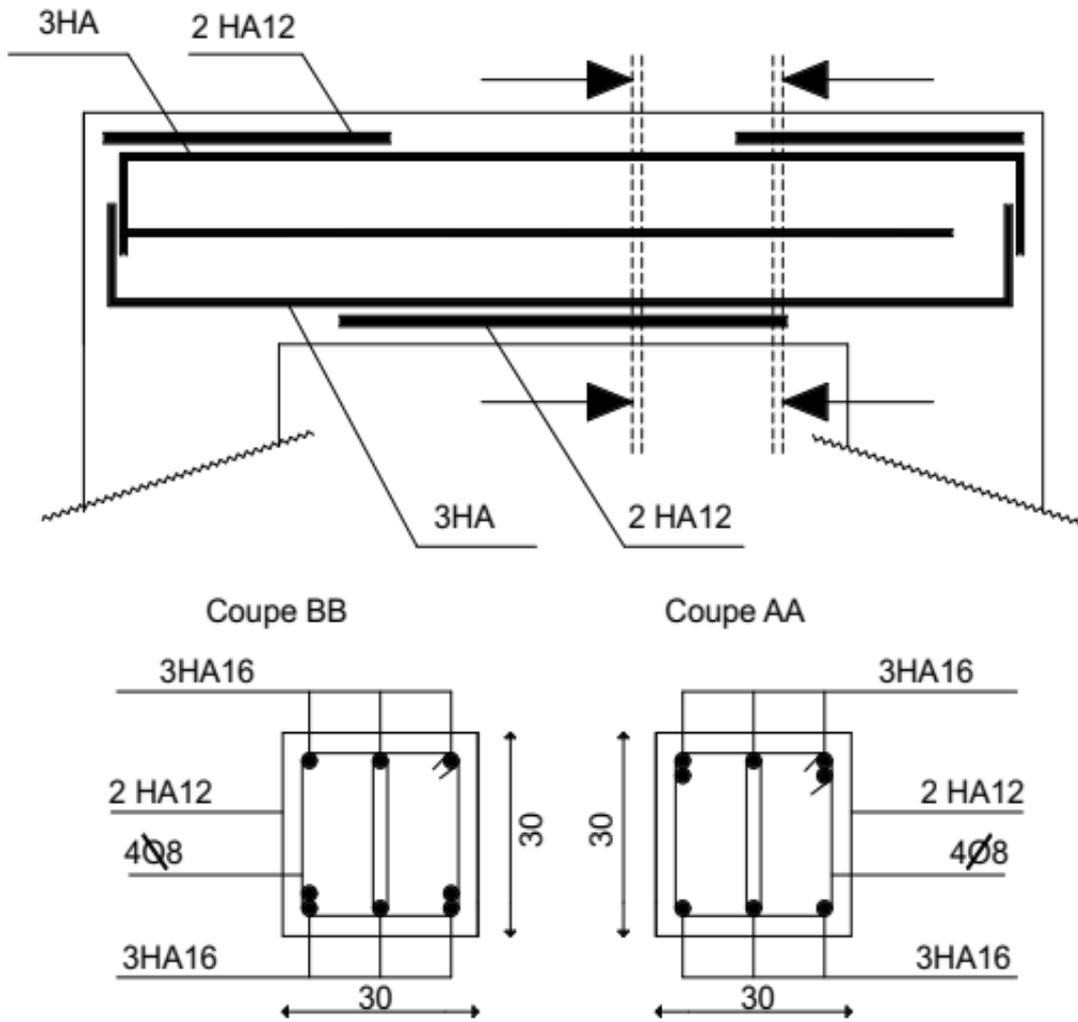


Figure III.3.5: ferrailage de la poutre palière.

III.4 : Etudes des planchers

III.4.1.Introduction :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés être infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle de :

- ✓ Transmettre les charges aux éléments porteurs.
- ✓ Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique

III.4.2 : Fonctions nécessaires du plancher :

- ✓ Résistance mécanique
- ✓ Rigidité aux déformations
- ✓ Etanchéité
- ✓ Isolation thermique
- ✓ Résistance à l'incendie accidentel
- ✓ Exigences architecturales, planéité, esthétique
- ✓ Economique de matières et de fabrication

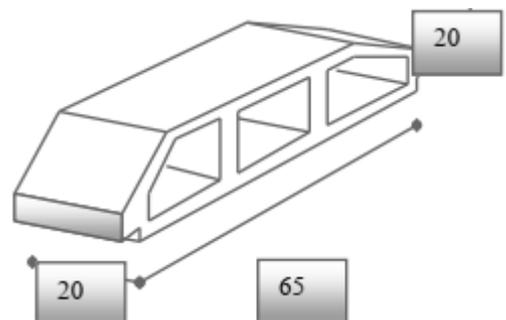


Figure III.4.1 : Corps Creux.

III.4.3 : Conception des planchers :

La structure étudiée comporte des planchers à **corps creux**... Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) .de dimensions (20x20x65) cm³, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

❖ Plancher corps creux :

Il est constitué de :

- ✓ Hourdis portant sur les poutrelles et éventuellement sur les poutres principales.
- ✓ Poutrelles transmettant aux poutres principales les efforts en provenance de l'hourdis.
- ✓ Poutre principale recevant les poutrelles et reposant.

III.4.4 : Méthodes de calcul des poutrelles :**1-méthodes forfaitaire : BAEL91 (Art. B 6.2.2.1.0)****Condition d'application :**

$$1) \begin{cases} Q \leq 2G \\ Q \leq 500Kg \end{cases}$$

2) Les moments d'inertie constante (I)

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25.$$

3) La fissuration peu nuisible

4) Inertie constante (I).

- M_0 : Moment isotatique d'une travée.- M_t : Moment d'une travée.- M_w : Moment gauche.- M_d : Moment droit.

| Travée de rive | Travée intermédiaire |
|--|--|
| $M_t + \frac{M_t + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0$ | $M_t + \frac{M_t + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0$ |
| $M_t + \frac{M_t + M_w}{2} \geq 1.05M_0$ | $M_t + \frac{M_t + M_w}{2} \geq 1.05M_0$ |
| $M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0$ | $M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0$ |

2-Méthode de Caquot :**Condition d'application :**

- $Q > 2G$ et $Q > 500 \text{ Kg/m}^2$
- Les charges permanentes et d'exploitations sont élevées.
- Les moments d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants.

III.4.5 : Les combinaisons d'action :

➤ **E.L.U :** $P_u = (1,35 G + 1,5 Q) \cdot 0,65$.

➤ **E.L.S :** $P_s = (G + Q) \cdot 0,65$.

III.4.6. Les types des planchers :

Dans le cas de notre projet on a trois types de poutrelles :

- Poutre repose sur 4 appuis.
- Poutre repose sur 2 appuis.

-Remarque : on doit vérifier la possibilité d'utilisation de « La méthode forfaitaire »

III.4.7.calcul des planchers à corps creux :**III.4.7.1. Plancher étage courant :****Type 1 :**

. Condition d'application :

$$G = 4520 \text{ N/m}^2. \quad Q = 1500 \text{ N/m}^2.$$

$$1) \begin{cases} Q \leq 2G \Rightarrow (1500 < 9040) \text{ N/m}^2. \\ Q \leq 500 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow 150 < 500 \text{ Kg/m}^2. \end{cases}$$

$$2) 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25.$$

$$0.8 \leq \frac{4.15}{3.40} = 1.22 \leq 1.25 \dots \text{cv.}$$

$$0.8 \leq \frac{3.40}{3.71} = 0.92 \leq 1.25 \dots \text{cv.}$$

3) Le moment d'inertie est constant sur toute la longueur de la travée.....cv.

4) Fissuration peu nuisible.....cv.

$$\alpha_{\text{etage}} = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+G} = 0.25$$

1.1. Calcul des moments :

1. Le moment isostatique : $M_0 = \frac{pl^2}{8}$

| E.L.U | Les travée | | | E.L.S | Les travée | | |
|--------------|------------|---------|---------|--------------|------------|---------|---------|
| L(m) | 4.15 | 3.40 | 3.71 | L(m) | 4.15 | 3.40 | 3.71 |
| p_u (N/ml) | 5428.8 | | | p_s (N/ml) | 3913 | | |
| M_0 (N.m) | 11687.19 | 7844.62 | 9340.32 | M_0 (N.m) | 8423.96 | 5654.29 | 6732.37 |

2. Les moments en travée:

1-Cas travée de rive :

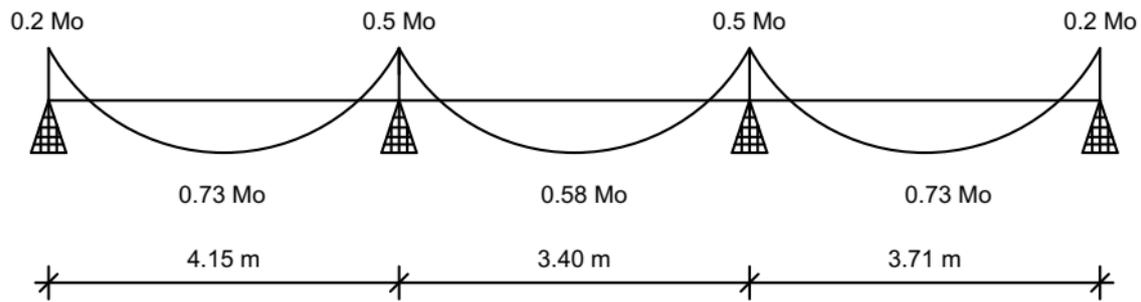
$$M_t = \max \begin{cases} M_t + \frac{M_t + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.73M_0 \\ M_t + \frac{M_t + M_w}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.7M_0 \\ M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.637M_0 \end{cases}$$

$$M_t = 0.73M_0$$

1-Cas travée de intermédiaire :

$$M_t = \max \begin{cases} M_t + \frac{M_t + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.58M_0 \\ M_t + \frac{M_t + M_w}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.55M_0 \\ M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.54M_0 \end{cases}$$

$$M_t = 0.58M_0$$



| Moments en travées | 1-2 | 2-3 | 3-4 |
|--------------------|----------|----------|----------|
| E.L.U | 8531.649 | 4549.880 | 6818.434 |
| E.L.S | 6149.490 | 3279.488 | 4914.63 |

3. Les moments en appuis :

| Moments en appuis | E.L.U | | E.L.S | |
|-------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| | M_0 (N. m) | M_a (N. m) | M_0 (N. m) | M_a (N. m) |
| $0.2M_0$ | 11687.19 | 2337.438 | 8423.96 | 1684.792 |
| $0.5M_0$ | 11687.19 | 5843.595 | 8423.96 | 4211.978 |
| $0.5M_0$ | 9340.32 | 4670.159 | 6732.37 | 3366.185 |
| $0.2M_0$ | 9340.32 | 1868.064 | 6732.37 | 1346.474 |

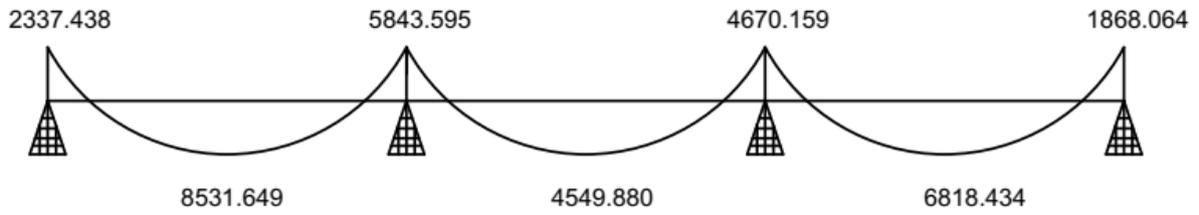
4. Les efforts tranchants :

$$T_g = \frac{p \times l}{2} + \frac{M_d - M_g}{l} \qquad T_d = -\frac{p \times l}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}$$

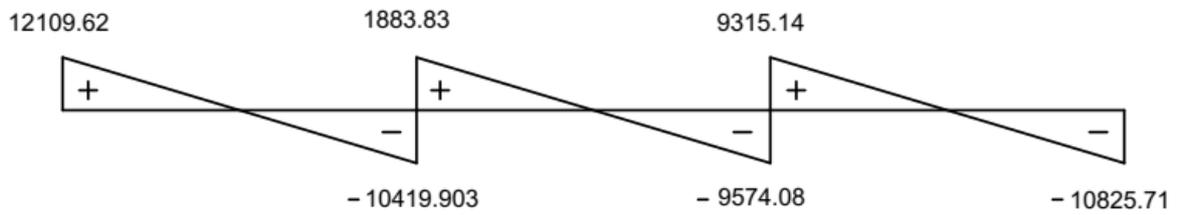
| Travées | L(m) | E .L.U | | E.L.S | |
|---------|------|-----------|------------|-----------|-----------|
| | | T_g (N) | T_d (N) | T_g (N) | T_d (N) |
| 1-2 | 4.15 | 12109.62 | -10419.903 | 8728.44 | -7510.51 |
| 2-3 | 3.40 | 8883.83 | -9574.08 | 6403.34 | -6900.86 |
| 3-4 | 3.71 | 9315.14 | -10825.71 | 6714.22 | -7803.01 |

E·L·U

M

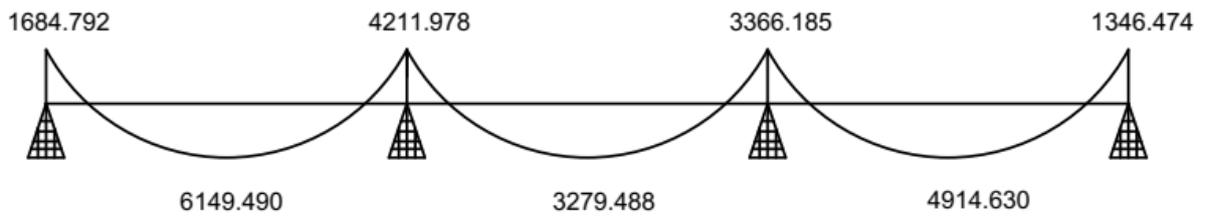


T

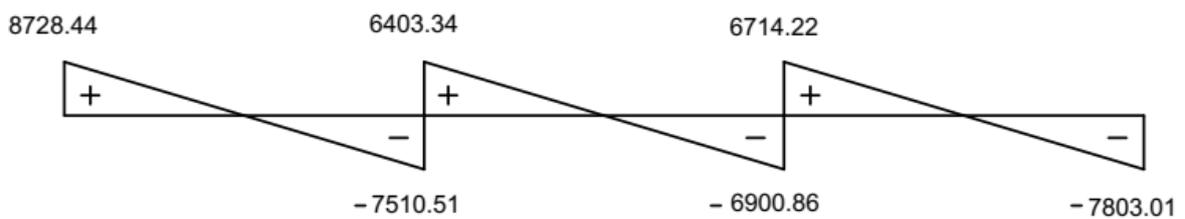


E·L·S

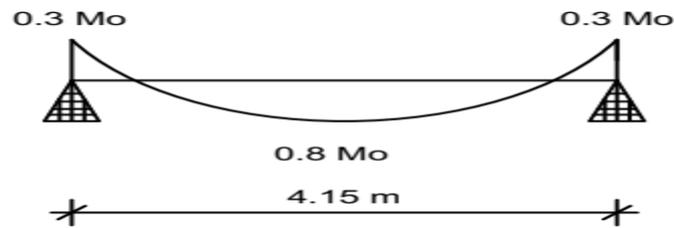
M



T



✓ Type 02 :



. Condition d'application :

$G = 4520 \text{ N/m}^2.$ $Q = 1500 \text{ N/m}^2.$

1) $\begin{cases} Q \leq 2G \Rightarrow (1500 < 9040) \text{ N/m.} \\ Q \leq 500 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow 150 < 500 \text{ Kg/m}^2. \end{cases}$

2) $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \dots \dots \text{cv.}$

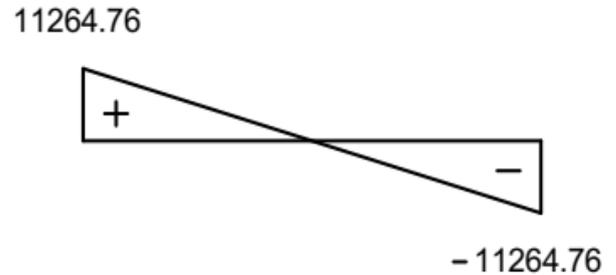
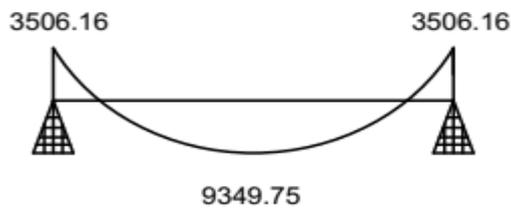
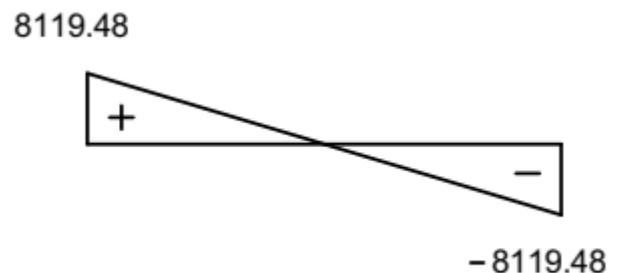
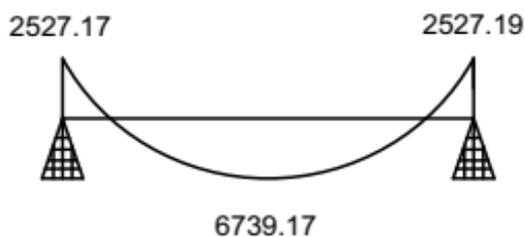
3) Le moment d'inertie est constant sur toute la longueur de la travée.cv.

4) Fissuration peu nuisible.cv.

. $\alpha_{\text{etage}} = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+G} = 0.25$

Tableau récapitulatif pour Les moments :

| | M_0 (N. m) | M_a (N. m) | M_t (N. m) | T_g (N) | T_d (N) |
|---------------|--------------|--------------|--------------|-----------|-----------|
| E .L.U | 11687.19 | 3506.16 | 9349.75 | 11264.76 | -11264.76 |
| E.L.S | 8423.96 | 2527.19 | 6739.17 | 8119.48 | -8119.48 |

E.L.U**E.L.S****1.2: Calcul du ferrailage :**

| | M_t^{\max} | M_{app}^{\max} | T_{\max} |
|--------------|--------------|------------------|------------|
| E.L.U | 9347.5 | 5843.595 | 12109.62 |
| E.L.S | 6739.16 | 4211.978 | 8728.44 |

-Dimensionnement des poutrelles :

$$h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm.}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm.}$$

$$\text{-l'enrobage : } C \geq C_0 + \frac{\emptyset}{2} ; \emptyset \geq \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm.}$$

$$C_0 \geq 1 \text{ cm} \Rightarrow C_0 = 1 \text{ cm} \text{ (fissuration peu préjudiciable). (BAEL91.A.7.1).}$$

$$\Rightarrow C \geq 1 + \frac{2}{2} = 2 \text{ cm.}$$

Donc on adopte $C = 2 \text{ cm} \Rightarrow d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm.}$

-Les armatures longitudinales :

• En Travée :

-E.L.U :

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$$M_t^{max} = 9347.5 \text{ N.m}$$

$$M_{Tab} = \bar{\sigma}_b h_0 b \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 4 \times 65 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right)$$

$$M_t^{max} = 9347.5 \text{ N.m} \leq M_{Tab} = 5907 \text{ N.m}$$

Donc section en T sera calculer comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm.}$

• Sur Appuis :

$$M_{app} = -5843.595 \text{ N.m} \Rightarrow M_{app} < 0.$$

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10 \text{ cm.}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_b}, \quad \beta = (1 - 0.4 \alpha), \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}), \quad A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}.$$

Tableau récapitulatif des résultats :

| Elément | M(N.m) | b(cm) | μ | μ_1 | α | β | $A_{cal}(\text{cm}^2)$ |
|---------|----------|-------|-------|---------|----------|---------|------------------------|
| Appuis | 5843.595 | 10 | 0.127 | 0.392 | 0.170 | 0.932 | 1.0009 |
| Travée | 9347.5 | 65 | 0.031 | 0.392 | 0.039 | 0.984 | 1.52 |

- E. L. S :

D'après le BAEL83

* La fissuration est peut nuisible \Rightarrow Il n'y a aucune vérification concernent σ_s .

* La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

| Elément | α | M_u | M_S | γ | F_{c28} | $\bar{\alpha}_l$ | Condition |
|---------|----------|----------|----------|----------|-----------|------------------|-----------|
| Appuis | 0.170 | 5843.595 | 4211.978 | 1.39 | 25 | 0.45 | c.v |
| Travée | 0.039 | 9347.5 | 6739.16 | 1.39 | 25 | 0.45 | c.v |

• Condition de non fragilité : CBA93 article (A.4.2.1) :

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

En Travée : $A_{tmin} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$.

Sur Appuis : $A_{tmin} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$.

• Pourcentage minimal : BAEL91 (art B.6.4)

$$A_{min} \leq 0.001bh$$

En Travée: $A_{min} = 0.001 \times 65 \times 20 = 1.3 \text{ cm}^2$

Sur Appuis : $A_{min} = 0.001 \times 10 \times 20 = 0.2 \text{ cm}^2$

• Tableau Récapitulatif :

| Elément | $A_{cal}(\text{cm}^2)$ | $A_{tmin}(\text{cm}^2)$ | $A_{min}(\text{cm}^2)$ | $A_{max}(\text{cm}^2)$ | $A_{adoption}(\text{cm}^2)$ |
|---------|------------------------|-------------------------|------------------------|------------------------|-----------------------------|
| Travée | 1.52 | 1.41 | 1.3 | 1.52 | 2HA12=2.26 |
| Appuis | 1.0009 | 0.22 | 0.2 | 1.0009 | 2HA10=1.01 |

• Diamètre minimale \emptyset_t CBA93 article (A.7.2.2) :

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}, \emptyset_l, \frac{b_0}{10}\right)$$

\emptyset_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{200}{35}, 10, \frac{100}{10}\right) = (5.71, 10, 10)$$

Soit : $\emptyset_t = 6 \text{ mm}$.

$$A_t = 2\emptyset 6 = 0.57 \text{ cm}^2 \quad \text{FeE235 (BAEL (A.6.1, 252))}.$$

III.6.9.4 : Vérification de l'effort tranchant : CBA93 article (A.5.1).

La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{T_U}{bd}$

T_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

b_0 : Désigne la largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$T_U = 12109.62 \text{ MPa}$.

$$\tau_u = \frac{12109.62}{1000 \times 180} = 0.673 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne), donc « τ_u » doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = \left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.673 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

-Espacement des cadres S_t : CBA93 article (A.5.1, 22-23).

$$1) S_t(1) \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(16.2; 40) \text{ cm} \Rightarrow S_t(1) = 16.2 \text{ cm}$$

$$2) S_t(2) \leq A_t \times f_e / 0.4 \times b_0 = 0.57 \times 235 / 0.4 \times 10 \Rightarrow S_t(2) = 33.48 \text{ cm}$$

$$3) S_t(3) \leq [0.9 \times f_e \times A_t] / [b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 f_{t28} \times k)]$$

$k = 1 \rightarrow$ flexion simples.

$$S_t(3) \leq (0.9 \times 235 \times 1 \times 0.57) / [100 \times 1.15 (0.673 - 0.3 \times 2.1 \times 1)] \Rightarrow S_t(3) = 24.38 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$S_t \leq \min(16.2; 33.48; 24.38) \rightarrow S_t = 16.2 \text{ cm}$$

Alors on prend : $S_t = 15 \text{ cm}$.

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 15 cm avec un premier espacement auprès de l'appui de 10 cm.

-Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuD'après **CBA93 article (A.5.1.31)** α – Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$T_u \leq \frac{0.8}{2 \times \sigma_b} \times a \times b_0 \times f_c 28$$

Au maximum $a = 0,9.d = 16,20$ cm.

$$T_u = 12109.62 \text{ N.}$$

$$T_u = 12109.62 \text{ N} \leq \frac{0.8}{2 \times \sigma_b} \times 16.2 \times 10 \times 100 \times 25 = 10800 \text{ N} \dots \dots \dots (\text{condition.vérifier})$$

b- Au droit d'appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit êtretelle que l'on ait : $A \geq \gamma_s \frac{V_u}{f_e}$.

$$A = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2 = 226 \text{ mm}^2.$$

$$A = 226 \geq 1.15 \frac{12109.62}{400} = 34.82 \text{ mm}^2 \quad (\text{condition.vérifier}).$$

– Vérification de la flèche : CBA93 (article B.6.5.1)

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow M_t = 0.85M_0 ; \frac{20}{415} = 0.048 \geq \frac{0.85}{10} = 0.046 \Rightarrow \text{Condition vérifié .}$$

$$2) \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{F_e} \Rightarrow \frac{2.26}{65 \times 18} = 0.002 \leq \frac{3.06}{400} = 0.009 \Rightarrow \text{Condition vérifié .}$$

$$3) \frac{h}{l} \geq \frac{l}{16} \Rightarrow \frac{20}{415} = 0.048 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifié .}$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

– La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 5 cm.

Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ Treillis soudé FeE 235 $\rightarrow f_e = 500$ Mpa

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

$$L_n = 65 \text{ cm} \quad 50 \text{ cm} < L_n < 80 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_n}{f_e} \Rightarrow \frac{4 \times 65}{235} = 1.106 \text{ cm}^2.$$

En adopte : $A_{\perp} = 6\phi 6 = 1,7 \text{ cm}^2.$

➤ **Espacement**

n : nombres des barres

$$s_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{6} = 16.66$$

Soit : $s_t = 20 \text{ cm}^2$

➤ **Pour les armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} = \frac{1,106}{2}$$

$$A_{//} = 0,55 \text{ cm}^2$$

En adopte : $A_{//} = 4\phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement**

$$s_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}.$$

$S_t = 30 \text{ cm}.$

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension $(20 \times 30) \text{ cm}^2$

$A_{//} = 4\phi 6 \quad e = 30 \text{ cm}.$

$A_{\perp} = 6\phi 6 \quad e = 20 \text{ cm}.$

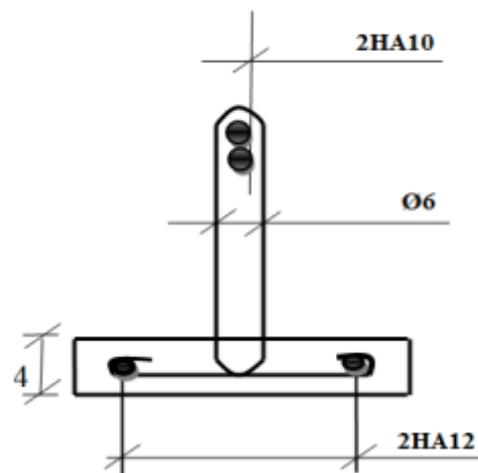


Figure III.4.2: Ferrailage des plancher étage courant.

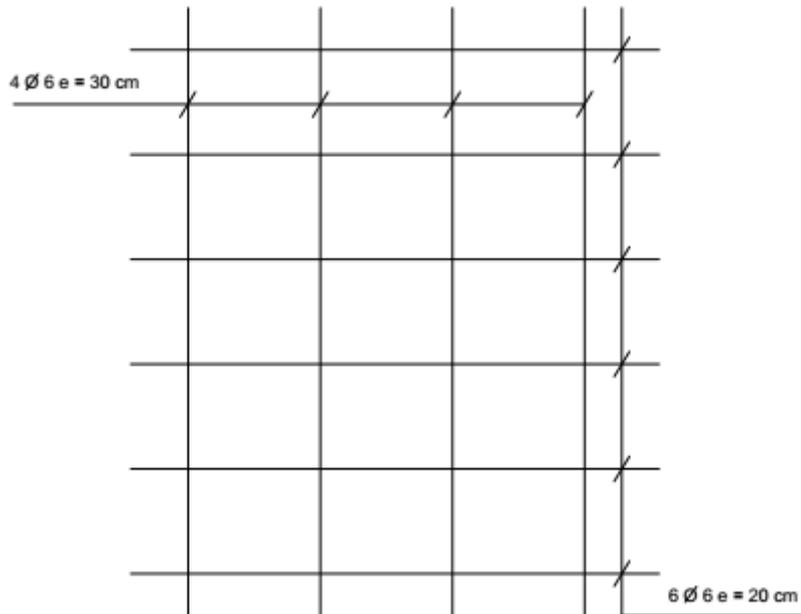


Figure III.4.3 : ferrailage de la dalle mince (Treillis soudée)

III.5.7.2. planchers terrasse :

Type 1 ;

. Condition d'application :

$$G = 6310 \text{ N/m}^2. \quad Q = 1000 \text{ N/m}^2.$$

$$1) \begin{cases} Q \leq 2G & \Rightarrow (1000 <) \text{ N/m}^2. \\ Q \leq 500 \text{ Kg/m}^2 & \Rightarrow 150 < 500 \text{ Kg/m}^2. \end{cases}$$

$$2) 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25.$$

$$0.8 \leq \frac{4.15}{3.40} = 1.22 \leq 1.25 \dots \text{cv.}$$

$$0.8 \leq \frac{3.40}{3.71} = 0.92 \leq 1.25 \dots \text{cv.}$$

3) Le moment d'inertie est constant sur toute la longueur de la travée.cv.

4) Fissuration peu nuisible.cv.

$$\alpha_{\text{etage}} = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+6.28} = 0.14$$

7.2.1. Calcul des moments :

- Le moment isostatique : $M_0 = \frac{pl^2}{8}$

| E.L.U | Les travée | | | E.L.S | Les travée | | |
|-------------|------------|---------|----------|-------------|------------|---------|---------|
| $L(m)$ | 4.15 | 3.40 | 3.71 | $L(m)$ | 4.15 | 3.40 | 3.71 |
| $p_u(N/ml)$ | 6485.7 | | | $p_s(N/ml)$ | 4732 | | |
| $M_0(N.m)$ | 13962.50 | 9371.83 | 11158.73 | $M_0(N.m)$ | 10187.11 | 6837.74 | 8141.47 |

-Les moments en travée:

1-Cas travée de rive :

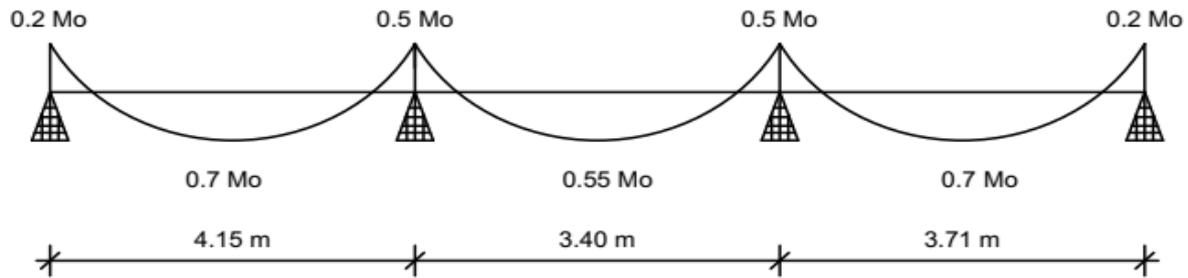
$$M_t = \max \begin{cases} M_t + \frac{M_t + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.692M_0 \\ M_t + \frac{M_t + M_w}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.70M_0 \\ M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.62M_0 \end{cases}$$

$$M_t = 0.70M_0$$

2-Cas travée de intermédiaire :

$$M_t = \max \begin{cases} M_t + \frac{M_t + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.542M_0 \\ M_t + \frac{M_t + M_w}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.55M_0 \\ M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.52M_0 \end{cases}$$

$$M_t = 0.55M_0$$



| Moments en travées | 1-2 | 2-3 | 3-4 |
|--------------------|---------|---------|---------|
| <i>E.L.U</i> | 9773.75 | 5154.51 | 7811.11 |
| <i>E.L.S</i> | 7130.98 | 3760.76 | 5699.03 |

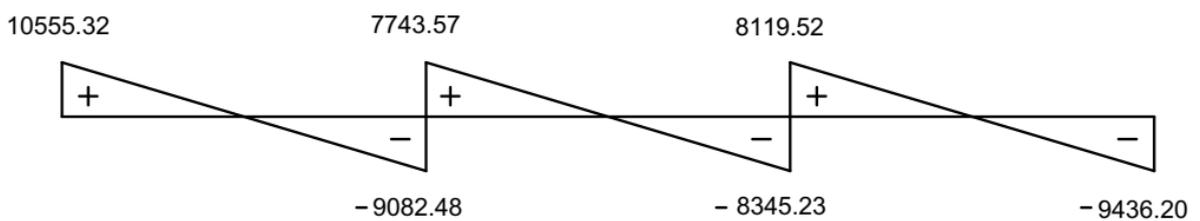
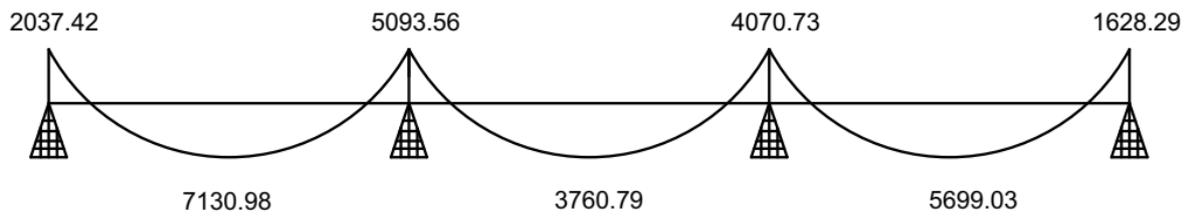
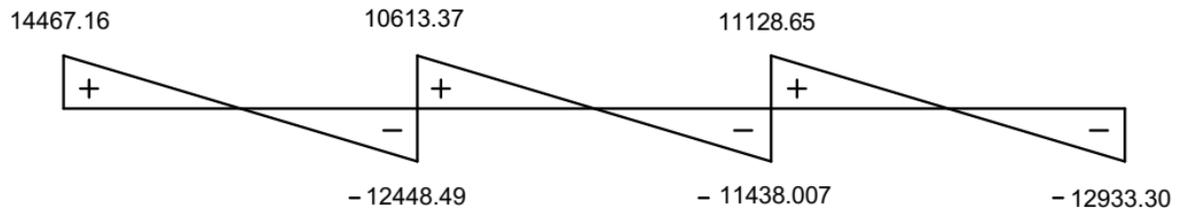
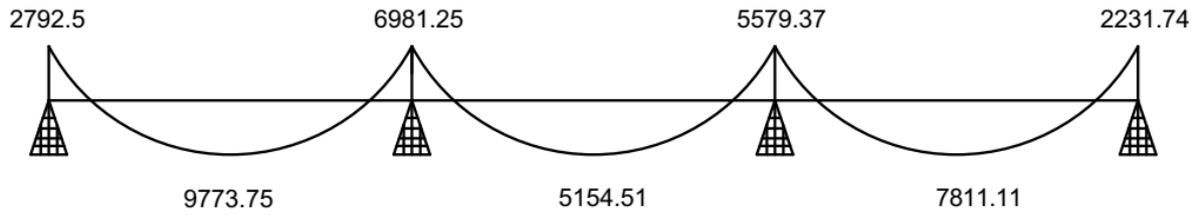
-Les moments en appuis :

| Moments en appuis | E.L.U | | E.L.S | |
|-------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| | M_0 (N. m) | M_a (N. m) | M_0 (N. m) | M_a (N. m) |
| $0.2M_0$ | 13962.50 | 2792.5 | 10187.11 | 2037.42 |
| $0.5M_0$ | 13962.50 | 6981.25 | 10187.11 | 5093.56 |
| $0.5M_0$ | 11158.73 | 5579.37 | 8141.47 | 4070.73 |
| $0.2M_0$ | 11158.73 | 2231.74 | 8141.47 | 1628.29 |

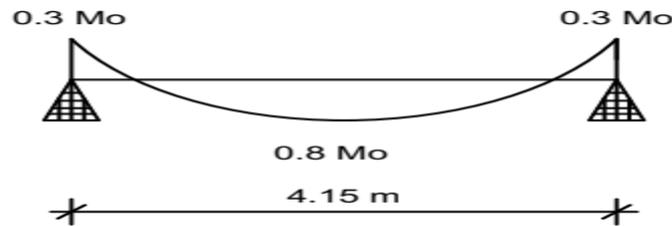
- Les efforts tranchants :

$$T_g = \frac{p \times l}{2} + \frac{M_a - M_g}{l} \qquad T_d = -\frac{p \times l}{2} + \frac{M_a - M_g}{l}$$

| Travées | L(m) | E .L.U | | E.L.S | |
|---------|------|-----------|------------|-----------|-----------|
| | | T_g (N) | T_d (N) | T_g (N) | T_d (N) |
| 1-2 | 4.15 | 14467.16 | -12448.49 | 10555.32 | -9082.48 |
| 2-3 | 3.40 | 10613.37 | -11438.007 | 7743.57 | -8345.23 |
| 3-4 | 3.71 | 11128.65 | -12933.30 | 8119.52 | -9436.20 |



✓ Type 02 :



. Condition d'application :

$G = 6280 \text{ N/m}^2$. $Q = 100 \text{ N/m}^2$.

$$1) \begin{cases} Q \leq 2G \Rightarrow (1500 < 12560) \text{ N/m} \\ Q \leq 500 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow 150 < 500 \text{ Kg/m}^2 \end{cases}$$

$$2) 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25.$$

$$0.8 \leq \frac{4.15}{0} = 0 \leq 1.25 \dots \dots \text{cv.}$$

3) Le moment d'inertie est constant sur toute la longueur de la travée.cv.

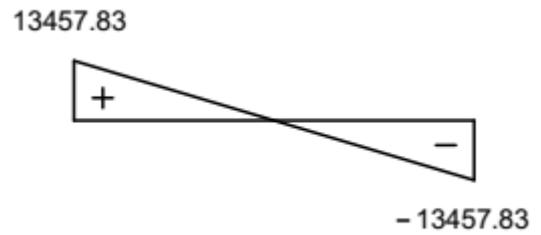
4) Fissuration peu nuisible.cv.

$$\alpha_{\text{etage}} = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+G} = 0.14$$

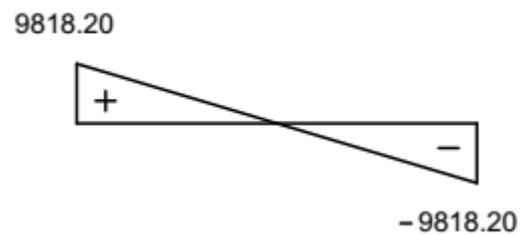
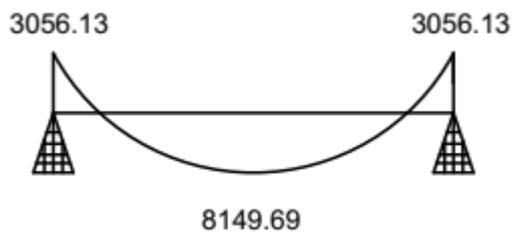
Tableau récapitulatif pour Les moments :

| | $M_0(N.m)$ | $M_a(N.m)$ | $M_t(N.m)$ | $T_g(N)$ | $T_d(N)$ |
|--------------|------------|------------|------------|----------|-----------|
| E.L.U | 13962.50 | 4188.75 | 11170 | 13457.83 | -13457.83 |
| E.L.S | 10187.11 | 3056.13 | 8149.69 | 9818.20 | -9818.20 |

E .L.U



E.L.S :



7.2.2: Calcul du ferrailage :

| | M_t^{\max} | M_{app}^{\max} | T_{\max} |
|--------------|--------------|------------------|------------|
| E.L.U | 11170 | 6981.25 | 14467.16 |
| E.L.S | 8149.69 | 5093.56 | 10555.32 |

-Dimensionnement des poutrelles :

$h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm}.$

$b_0 = 10 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm}.$

-l'enrobage :

$$C \geq C_0 + \frac{\emptyset}{2} ; \emptyset \geq \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm} .$$

$C_0 \geq 1 \text{ cm} \Rightarrow C_0 = 1 \text{ cm}$ (fissuration peu préjudiciable). (BAEL91.A.7.1).

$$\Rightarrow C \geq 1 + \frac{2}{2} = 2 \text{ cm.}$$

Donc on adopte $C = 2 \text{ cm} \Rightarrow d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm.}$

-Les armatures longitudinales :

• En Travée :

-E.L.U

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$$M_t^{max} = 11170 \text{ N.m}$$

$$M_{Tab} = \bar{\sigma}_b h_0 b \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = \bar{\sigma}_b h_0 b \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t^{max} = 11170 \text{ N.m} \leq M_{Tab} = 59072 \text{ N.m}$$

Donc section en T sera calculer comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm.}$

• Sur Appuis :

$$M_{app} = -6981.25 \text{ N.m} \Rightarrow M_{app} < 0.$$

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10 \text{ cm.}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_b}, \quad \beta = (1 - 0.4 \alpha), \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}), \quad A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}.$$

Tableau récapitulatif des résultats :

| Elément | M(N.m) | b(cm) | μ | μ_l | α | β | $A_{cal}(cm^2)$ |
|---------|---------|-------|-------|---------|----------|---------|-----------------|
| Appuis | 6981.25 | 10 | 0.152 | 0.392 | 0.207 | 0.917 | 1.22 |
| Travée | 11170 | 65 | 0.073 | 0.392 | 0.095 | 0.962 | 1.93 |

- E. L. S :

D'après le BAEL83

* La fissuration est peut nuisible \Rightarrow Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

* La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité

suivante est vérifiée :

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

| Elément | α | M_u | M_S | γ | F_{c28} | $\bar{\alpha}_l$ | Condition |
|---------|----------|---------|---------|----------|-----------|------------------|-----------|
| Appuis | 0.207 | 6981.25 | 5093.56 | 1.37 | 25 | 0.44 | c.v |
| Travée | 0.095 | 11170 | 8149.69 | 1.37 | 25 | 0.44 | c.v |

• Condition de non fragilité : CBA93 article (A.4.2.1) :

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

En Travée : $A_{t\min} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$.

Sur Appuis : $A_{t\min} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$.

• Pourcentage minimal : BAEL91 (art B.6.4)

$$A_{\min} \leq 0.001 bh$$

En Travée: $A_{\min} = 0.001 \times 65 \times 20 = 1.3 \text{ cm}^2$.

Sur Appuis : $A_{\min} = 0.001 \times 10 \times 20 = 0.20 \text{ cm}^2$.

• Tableau Récapitulatif :

| Elément | $A_{cat}(\text{cm}^2)$ | $A_{tmin}(\text{cm}^2)$ | $A_{min}(\text{cm}^2)$ | $A_{max}(\text{cm}^2)$ | $A_{adoption}(\text{cm}^2)$ |
|---------|------------------------|-------------------------|------------------------|------------------------|-----------------------------|
| Travée | 1.93 | 1.41 | 1.3 | 1.93 | 2T12 = 2.26 |
| Appuis | 1.22 | 0.21 | 0.2 | 1.22 | 1T14 = 1.54 |

• Diamètre minimale ϕ_t CBA93 article (A.7.2.2) :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{200}{35}, 10, \frac{100}{10}\right) = (5.71, 10, 10)$$

Soit : $\emptyset_t = 6\text{mm}$.

$$A_t = 2\emptyset 6 = 0.56\text{cm}^2 \quad \text{FeE235 (BAEL (A.6.1, 252))}.$$

-Vérification de l'effort tranchant : CBA93 article (A.5.1).

$$\text{La contrainte tangente : } \tau_u = \frac{T_U}{bd}$$

T_U : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

b_0 : Désigne la largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$T_U = 14467.16 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = \frac{14467.16}{100 \times 180} = 0.80 \text{ MPa.}$$

Les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne), donc

« τ_u » doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = \left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5\text{MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.80 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

-Espacement des cadres St: CBA93 article (A.5.1, 22-23).

$$1) S_t(1) \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(16.2; 40) \text{ cm} \quad \Rightarrow S_t(1) = 16.2 \text{ cm.}$$

$$2) S_t(2) \leq A_t \times f_e / 0.4 \times b_0 = 0.57 \times 235 / 0.4 \times 10 \quad \Rightarrow S_t(2) = 33.48 \text{ cm.}$$

$$3) S_t(3) \leq [0.9 \times f_e \times A_t] / [b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 f_{t28} \times k)]$$

$k = 1 \rightarrow$ flexion simples.

$$S_t(3) \leq (0.9 \times 235 \times 1 \times 0.57) / [10 \times 1.15 (0.80 - 0.3 \times 2.1 \times 1)] \quad \Rightarrow S_t(3) = 61.66 \text{ cm.}$$

$$S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$S_t \leq \min(16.2; 33.48; 61.66) \rightarrow S_t = 16.2 \text{ cm}$$

Alors en prend : **$S_t = 15 \text{ cm}$** .

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 15 cm avec un premier espacement auprès de l'appui de 10 cm.

III.6.9.5 :Influence de l'effort tranchant au voisinage des appu

D'après CBA93 article (A.5.1.31)

α- Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifier que L'on a :

$$T_u \leq \frac{0.8}{2 \times \sigma_b} \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Au maximum a = 0,9.d = 16,20 cm.

$$T_u = 14467.16$$

$$T_u = 14467.16 \leq \frac{0.8}{2 \times \sigma_b} \times 16.2 \times 10 \times 100 \times 25 = 108000N.....(condition.vérifier)$$

b- Au droit d'appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait : $A \geq \gamma_s \frac{V_u}{f_e}$.

$$A = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2 = 226 \text{ mm}^2.$$

$$A = 226 \geq 1.15 \frac{14467.16}{400} = 41.60 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots (condition.vérifier).$$

- Vérification de la flèche : CBA93 (article B.6.5.1)

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow M_t = 0.85M_0 ; \frac{20}{415} = 0.048 \geq \frac{0.85}{10} = 0.046 \Rightarrow \text{Condition vérifié .}$$

$$2) \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{F_e} \Rightarrow \frac{2.26}{65 \times 18} = 0.002 \leq \frac{3.06}{400} = 0.009 \Rightarrow \text{Condition vérifié .}$$

$$3) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{415} = 0.048 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifié .}$$

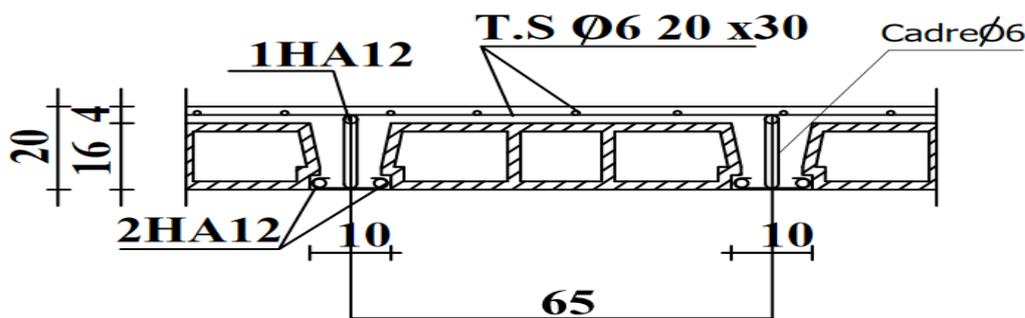
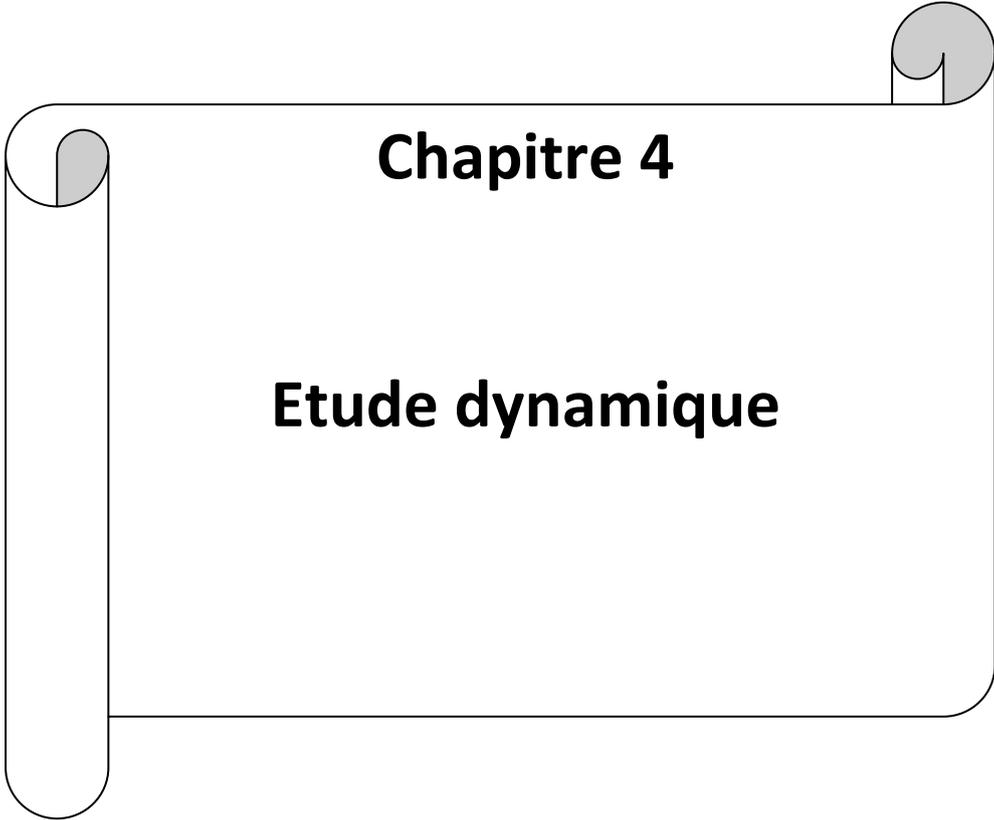


Figure III.5.4 : ferrailage des plancher terrasse.



Chapitre 4

Etude dynamique

IV. Etude dynamique

IV.1.Introduction:

Le séisme ou tremblement de terre correspond à une vibration de sol provoquée par une libération soudaine de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau.

Cette vibration du sol a pour origine, selon les géologues; le mouvement des plaques terrestres appelé aussi la **dérive des continents**. Car ils pensent que la planète est morcelée en six à quinze principales plaques appelées **plaques tectoniques** et de plusieurs plaques secondaires.

But de l'étude parasismique:

L'**étude parasismique** va permettre à l'ingénieur ou le concepteur d'une étude génie civil de déterminer théoriquement les sollicitations engendrées par un éventuel **séisme** à différents niveaux de la structure.

IV.2.Méthode de calcul : RPA99 (Art. 4.1.1)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- * par la méthode statique équivalente.
- * par la méthode d'analyse modale spectrale.
- * par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes .

IV.3.1Méthode d'analyse dynamique par Accélérogramme :

➤ Principe:

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques

(Centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

IV.3.2 Méthode statique équivalente :

2.1. Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

2.2. Domaine d'application:

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 99.version 2003 (page 25).

2.3. Calcul de la force sismique totale : *RPA99 (Article 4.2.3)page 25*

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A.D.Q}{R} W$$

- **A : Coefficient d'accélération de la zone.** *RPA99 (Tableau 4.1)page 26*

Classification des zones sismiques: (3.1 RPA 99 / version 2003) page 11

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ZONE I : sismicité faible.
- ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne.
- ZONE III : sismicité forte.

Notre ouvrage est implanté dans la **wilaya de Alger** donc en **zone III assification des zones sismiques** : tableau (4.1 RPA 99 / version 2003).

Classification de l'ouvrage :(3.2 RPA 99 / version 2003).

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

*Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale.

*Groupe 1B : ouvrages de grande importance.

*Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne.

*Groupe 3 : ouvrages de faible importance.

Notre ouvrage :

Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne.

| Groupe D'usage | Zone | | | |
|----------------|------|-------------|------|-------------|
| | I | Iia | Iib | III |
| 1A | 0,15 | 0.25 | 0.30 | 0.40 |
| 1B | 0.12 | 0.20 | 0.25 | 0.30 |
| 2 | 0.1 | 0,15 | 0.20 | 0.25 |
| 3 | 0.07 | 0.10 | 0.14 | 0.18 |

Tableau .IV.1:: coefficient d'accélération de zone A.

$$\Rightarrow A = 0.25$$

• **R : Coefficient de comportement global de la structure**, il est fonction du système de contreventement.

RPA99 (Tableau 4.3)page 28

Dans le cas des projets, on adopte un système Mixte portiques/voiles avec interaction

donc : $R = 5$

• **Q : Facteur de qualité.**

fonction des qualités de la structure qui sont :

- La redondance et la géométrie des éléments qui constitue la structure.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_I^6 Pq \quad \text{RPA99 (Formule 4.4) page 29}$$

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le : **RPA99 (Tableau 4.4) page 30**

| Critère q » | P _q | | |
|--|----------------|-----------|------------|
| | Observé | N/observé | Condition |
| 1. Conditions minimales sur les files de contreventement | ✓ 0 | 0,05 | Observé |
| 2. Redondance en plan | ✓ 0 | 0,05 | Observé |
| 3. Régularité en plan | 0 | ✓ 0,05 | N. observé |
| 4. Régularité en élévation | ✓ 0 | 0,05 | N.Observé |
| 5. Contrôle de la qualité des matériaux | 0 | ✓ 0,05 | observé |
| 6. Contrôle de la qualité de l'exécution | 0 | ✓ 0,10 | observé |

Tableau. IV.2 : Valeurs des pénalités P_q.

Donc $Q = 1.15$

➤ **D : Facteur d'amplification dynamique moyen :**

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On comprendra aisément qu'il devrait y en avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2) page 26}$$

T_1 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99**(Tableau 4.7) page 34

Le site est considéré comme sole meuble $\sigma_{sol} = 1.7$

la classification des sites **RPA 99**(Tableau3-2)page 15

on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S3, donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.50s \end{cases}$$

| Site | S ₁ | S ₂ | S ₃ | S ₄ |
|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| T ₁ | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.15 |
| T ₂ | 0.30 | 0.40 | 0.50 | 0.70 |

Tableau IV.3 : la période caractéristique T1 et T2 du site.

-Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99 (Formule 4.3) page 34}$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages **RPA 99**(Tableau 4.2) page 26

| Remplissage | Portiques | | Voiles ou murs |
|-------------|------------|-------|------------------------|
| | Béton armé | Acier | Béton armé/ maçonnerie |
| Léger | 6 | 4 | 10 |
| Dense | 7 | 5 | |

Tableau. IV.4 : Valeur de $\xi(\%)$ RPA 99

On prend :

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

Estimation de la période fondamentale de la structure :

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les **formules 4-6 et 4-7** du **RPA99, version2003 page 31**

$$T_{min} = \min \left\{ 0.05h_n^{3/4}; \frac{0.09h_n}{\sqrt{D}} \right\}$$

H_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux dernier niveau (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **tableau (4,6)** du **RPA99, version2003 p31** → $C_T = 0,050$

D : la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcul considérée

Donc :

$$T_{min} = \min \begin{cases} T = 0.05h_n^{3/4} = 0.05 \times 30.06^{3/4} = 0.64sec \\ T_x = \frac{0.09h_n}{\sqrt{D_x}} = \frac{0.9 \times 30.06}{\sqrt{21.30}} = 0.586s \\ T_y = \frac{0.09h_n}{\sqrt{D_y}} = \frac{0.9 \times 30.06}{\sqrt{11.26}} = 0.80sec \end{cases}$$

$$T_x = 0.586s \quad T_y = 0.64s$$

$$\begin{cases} T_2 \leq T_x \leq 3.0s \\ T_2 \leq T_y \leq 3.0s \end{cases} \Rightarrow \text{Donc : } \Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

Donc :

$$D = \begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.882 \times \left(\frac{0.5}{0.586} \right)^{2/3} = 1.61 \\ D_y = 2.5 \times 0.882 \times \left(\frac{0.5}{0.64} \right)^{2/3} = 1.35 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 1.3 \times 0.586 = 0.762 s \\ T_y = 1.3 \times 0.64 = 0.832 s \end{cases}$$

- **W : Poids total de la structure.**

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5) page 30}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

➤ W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par : **RPA99 (Tableau 4.5) page 30**

le projet à usage d'habitation donc un coefficient de pondération $\beta = 0.20$.

$$W = 32970.6137 \text{ kn}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_x = \frac{0.25 \times 1.61 \times 1.15}{5} \times 32970.6137 = 3052.255 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.25 \times 1.35 \times 1.15}{5} \times 32970.6137 = 2559.344 \text{ KN}$$

IV.3.3 Méthode d'analyse modale spectrale : (RPA99, version article 4.3) :

3.1 : Principe :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

L'étude dynamique sismique a été faite du logiciel de calcul de Structure (Robot), par ailleurs ce calcul a été complète par des vérifications analytiques conformément aux recommandations du chapitre 04 du règle RPA99 v2003.

3.2 :Demain d'application:

La méthode analyse modale spectrale est appliquée pour tous les cas de bâtiment, et en particulier dans les cas où la méthode statique équivalente est inapplicable.

IV.4.Calcul Des Actions Sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale):

IV.4.1. Présentation du logiciel de calcul :

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette Analyse, et logiciel **ROBOT Structural**

➤ **Analyses Professional.**

Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

➤ **Description de logiciel ROBOT :**

- Il est connu exclusivement pour le calcul des bâtiments, il permet de modéliser facilement et rapidement tout type de bâtiment grâce à une interface graphique.
- Il permet une descente de charge automatique et rapide.
- Calcul automatique de centre de Torsion et centre de Masse ainsi que la prise en compte implicite de l'excentricité accidentelle.
- Les voiles sont modélisés comme des éléments (dalle) à (04 nœuds).
- Les Poteaux et les Poutres sont modélisés comme des éléments (barre) à (02 nœuds), (Chaque nœud ayant (06) degré de liberté).
- Les Plancher sont considérés rigides dans leur plans et sont simulés par des diaphragmes.

➤ **Buts de l'analyse dynamique :**

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Détermination des modes et les périodes propres. ROBOT considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considérées concentrées au niveau de chaque plancher.
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie de la surcharges d'exploitation Q ($\beta = 0,2$).

IV.4.2. Spectre de réponse de calcul :

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul, comme il est indiqué dans chapitre IV, **paragraphe 4.3.3 du RPA 99 page 34.**

$$\frac{S_A}{g} = \begin{cases} 1.25 \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0S \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & 3.0S \leq T \end{cases}$$

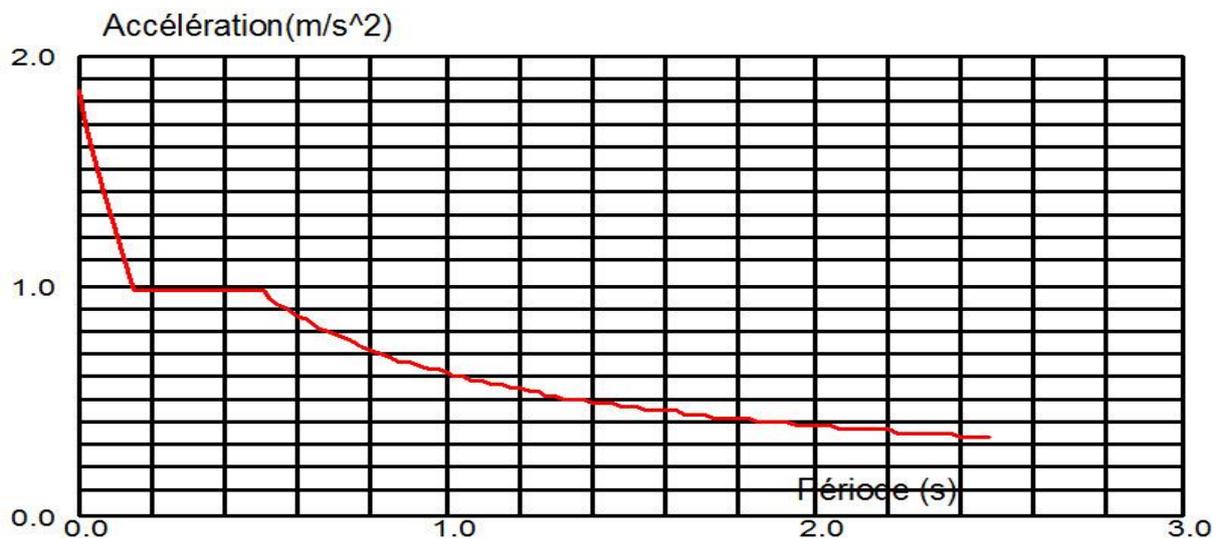


Figure V.1: Courbe de sp Courbe de spectre de réponse.

Sa /g : Accélération spectrale

g : accélération de la pesanteur.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

A : coefficient d'accélération de zone

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement

η : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \leq 0.7$$

$\xi(\%)$: **pourcentage d'amortissement critique**; fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. *Tableau (4.2)RPA2003 page 26 .*

On prend :

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

- A : Coefficient d'accélération de la zone. *RPA99 (Tableau 4.1)page 26*

Groupe d'usage : groupe 2

Zone sismique : zone III $\Rightarrow A = 0.25$

IV.4.3 : Nombre de modes à considérer :

D'après le **RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a)** :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions 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.

*Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

IV.4.4. Représentations des résultats de la méthode modale spectral et commentaires .

On a prit en considération le plan d'architecture et le nombre minimale des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment.

La disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure suivante :

IV.4.4. 1. Analyse de la structure:

a-Premier variant :

Après l'Analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats suivants :

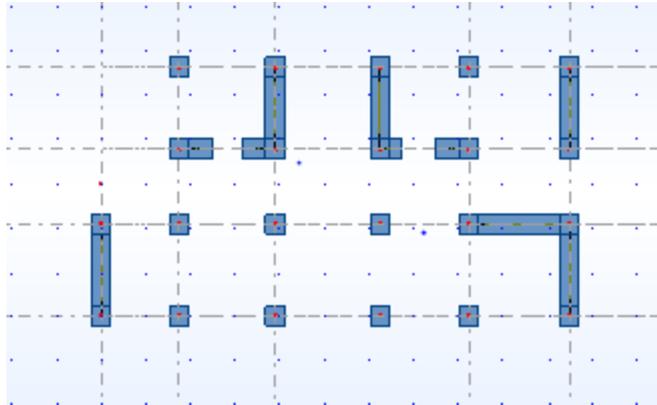


Figure .IV.2: vue à la plane des fondations

- Périodes et factures de participation massique modale :

| | Période [sec] | Masse Modale UX [%] | Masse Modale UY [%] | Masses Cumulées UX [%] | Masses Cumulées UY [%] |
|-----------|---------------|---------------------|---------------------|------------------------|------------------------|
| 1 | 0,60 | 52,60 | 11,22 | 52,60 | 11,22 |
| 2 | 0,56 | 12,24 | 55,88 | 64,84 | 67,10 |
| 3 | 0,44 | 6,14 | 0,51 | 70,98 | 67,62 |
| 4 | 0,15 | 16,06 | 0,15 | 87,05 | 67,76 |
| 5 | 0,13 | 0,23 | 18,84 | 87,28 | 86,60 |
| 6 | 0,11 | 0,62 | 0,50 | 87,90 | 87,10 |
| 7 | 0,07 | 5,32 | 0,01 | 93,22 | 87,11 |
| 8 | 0,06 | 0,02 | 5,92 | 93,24 | 93,03 |
| 9 | 0,05 | 0,32 | 0,26 | 93,56 | 93,30 |
| 10 | 0,05 | 2,25 | 0,00 | 95,81 | 93,30 |

Tableau IV.5 :Périodes et factures da participation massique modale (Premier variante)

Remarque:

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants:

- ◆ La période fondamentale $T_y(\text{dyn}) = 0.60 \text{ s}$.
- ◆ La période fondamentale $T_x(\text{dyn}) = 0.56 \text{ s}$.

On a : $1.3 \times T_{ey} = 1.3 \times 0.586 = 0.7618 > T_{y(\text{dyn})} = 0.60$ (la condition est vérifiée).

$1.3 \times T_{ex} = 1.3 \times 0.45 = 0.832 > T_{x(\text{dyn})} = 0.56$ (la condition est vérifiée).

Interprétation des résultats :

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

- 1. Le premier mode c'est un mode de translation dans le sens X, avec $U_X = 52.60\%$
2. Le deuxième mode c' est un mode de translation dans le sens Y avec $U_Y = 67.10\%$, couplé avec de la torsion impliquant un mouvement de rotation (torsion)
3. Le troisième mode c'est un mode de torsion couplé avec de la translation avec $U_X : 24.39\%$.
4. Il faut 8 modes pour mobiliser plus de 90% de la masse modale pour les deux directions X et Y (U_x et $U_y \geq 90\%$).

- Les schémas des trois premiers modes de vibration.

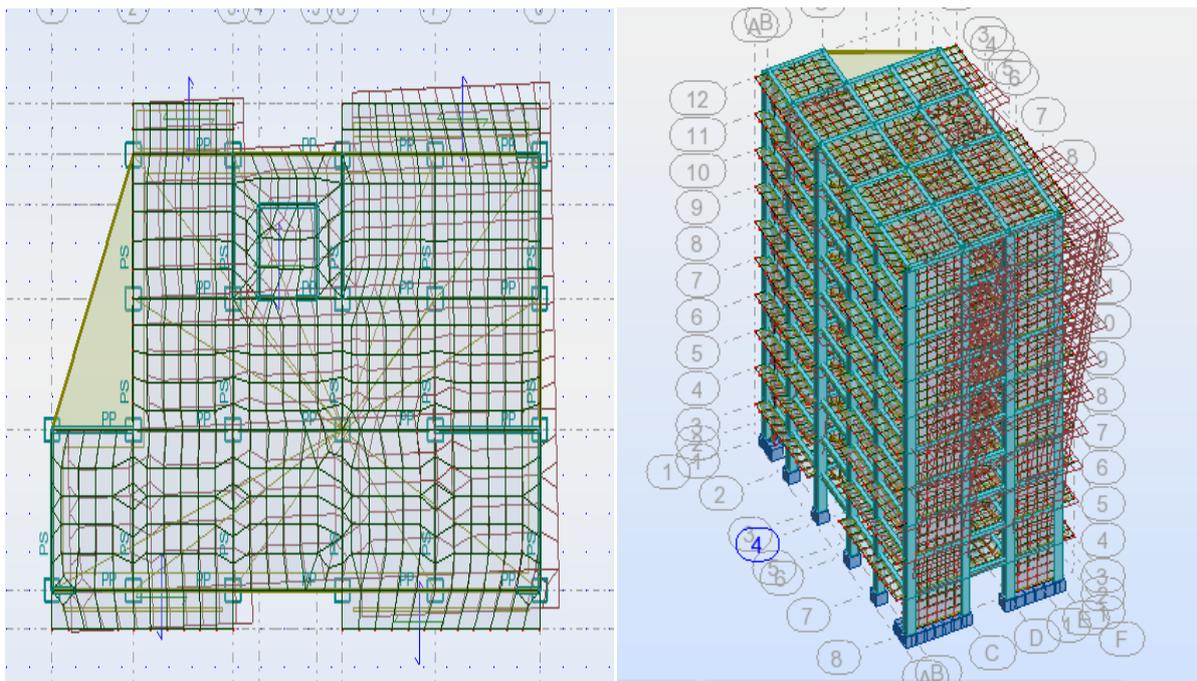


Figure.IV.3 : Premier mode de vibration. Vue en plan (Premier variante)

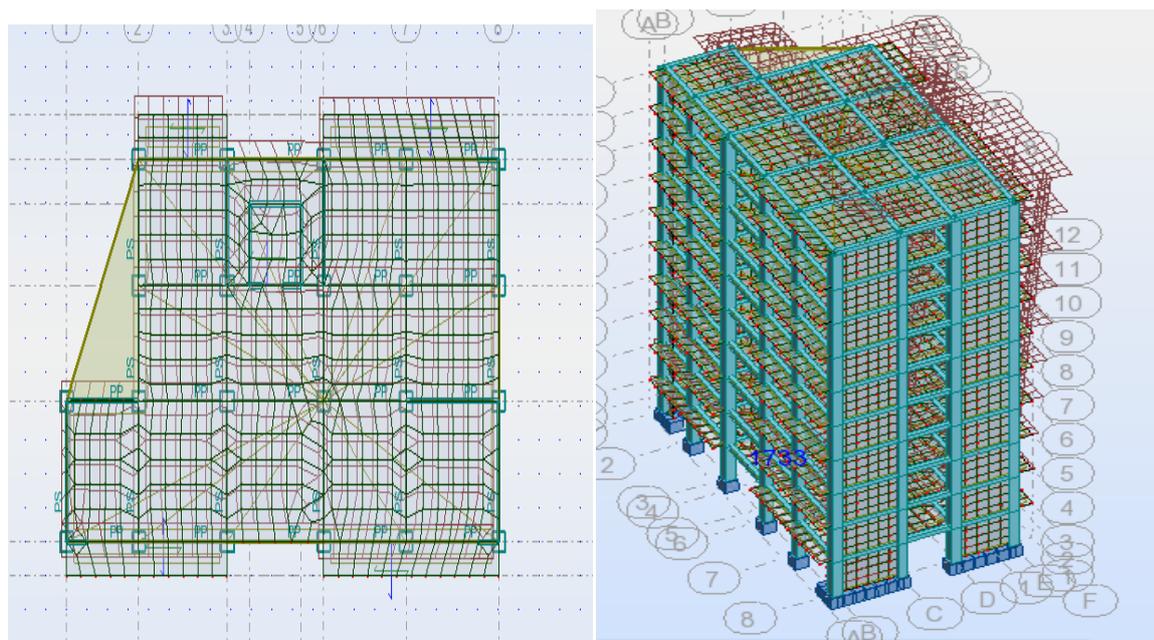


Figure.IV.4 :Deuxième mode de vibration. Vue en plan (Premier variante)

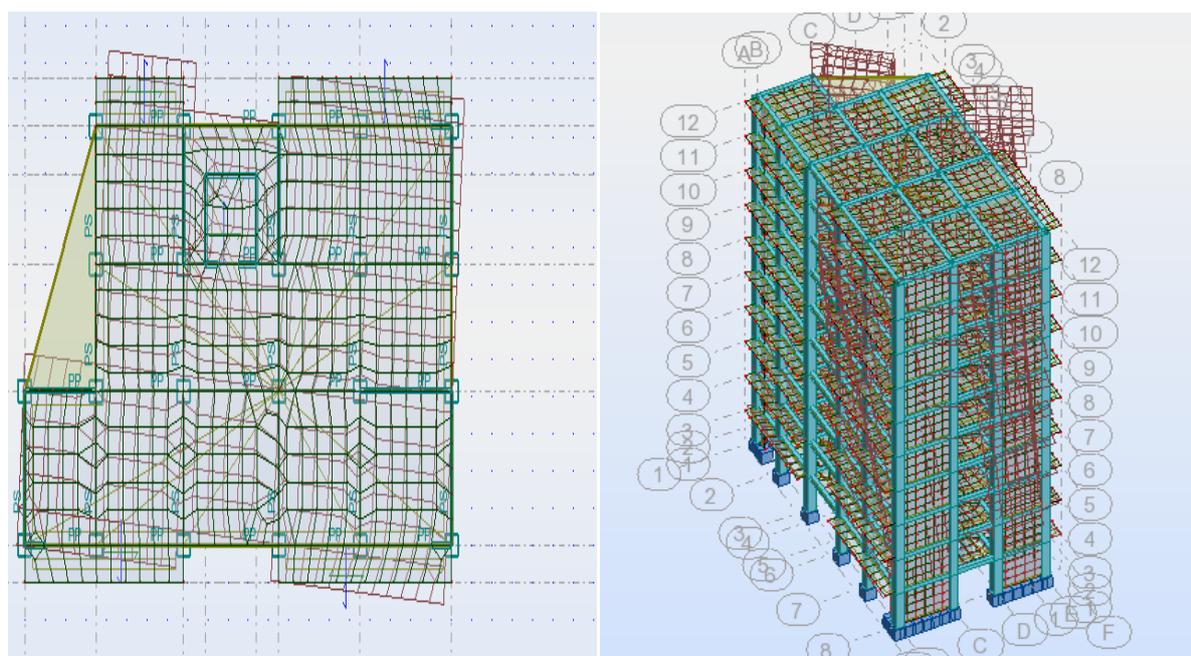


Figure.IV.5 :Troisième mode de vibration. Vue en plan (Premier variante)

Problématique :

Nous remarquons de résultats précédents que la structure est instable, selon les recommandations de l'RPA

Première proposition :

Changer les emplacements des voiles.

b-.Deuxième variante :

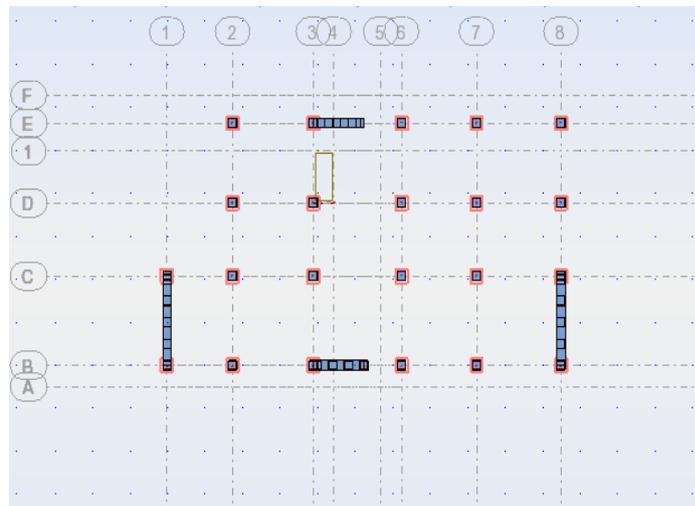


Figure .IV.6: vu à la plane des fondations .

| | Période [sec] | Masses Cumulées UX [%] | Masses Cumulées UY [%] | Masse Modale UX [%] | Masse Modale UY [%] |
|-----------|---------------|------------------------------|------------------------------|---------------------------|---------------------------|
| 1 | 0,76 | 76,03 | 0,00 | 76,03 | 0,00 |
| 2 | 0,72 | 76,03 | 68,78 | 0,00 | 68,78 |
| 3 | 0,51 | 76,06 | 70,23 | 0,02 | 1,45 |
| 4 | 0,23 | 88,20 | 70,23 | 12,14 | 0,00 |
| 5 | 0,18 | 88,20 | 86,90 | 0,00 | 16,67 |
| 6 | 0,12 | 88,26 | 87,57 | 0,06 | 0,67 |
| 7 | 0,12 | 92,96 | 87,57 | 4,70 | 0,00 |
| 8 | 0,08 | 92,96 | 93,35 | 0,00 | 5,78 |
| 9 | 0,08 | 95,59 | 93,35 | 2,63 | 0,00 |
| 10 | 0,06 | 95,60 | 93,57 | 0,01 | 0,22 |

Tableau.IV.6: Périodes et factures de participation modale(Deuxième variante).

Remarque:

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants:

- ♦ La période fondamentale $T_y(\text{dyn}) = 0.76 \text{ s}$.
- ♦ La période fondamentale $T_x(\text{dyn}) = 0.72 \text{ s}$.

On a : $1.3 \times T_{ey} = 1.3 \times 0.586 = 0.7618 > T_y(\text{dyn}) = 0.76$ (la condition est vérifiée).

$1.3 \times T_{ex} = 1.3 \times 0.45 = 0.832 > T_x(\text{dyn}) = 0.72$ (la condition est vérifiée).

Interprétation des résultats :

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

1. le **1er** mode est un mode translation selon l'axe X avec **76.03%** de participation de masse modale.
2. le **2eme** mode est un mode translation selon l'axe Y avec **68.78 %** de participation de masse modale.
3. le **3eme** mode est mode torsion pure.
4. Il faut 8 modes pour mobiliser plus de 90% de la masse modale pour les deux directions X et Y (U_x et $U_y \geq 90\%$).

- Les schémas des trois premiers modes de vibration.

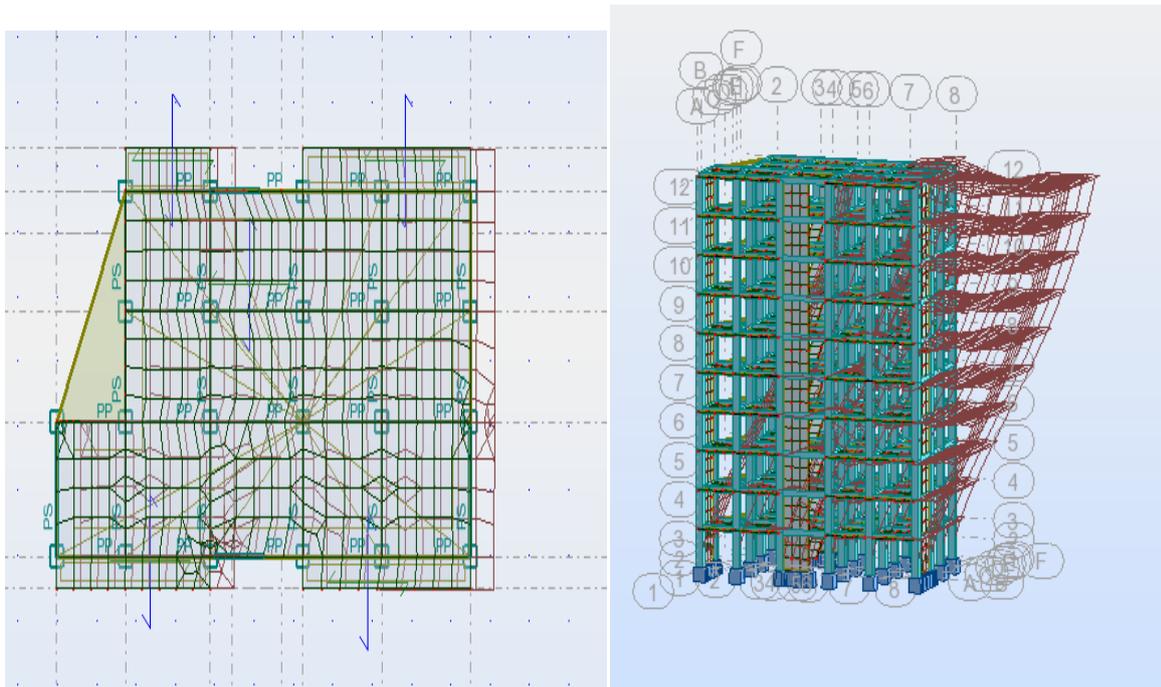


Figure.IV.8 : Premier mode de vibration. Vue en plan (Premier variante).

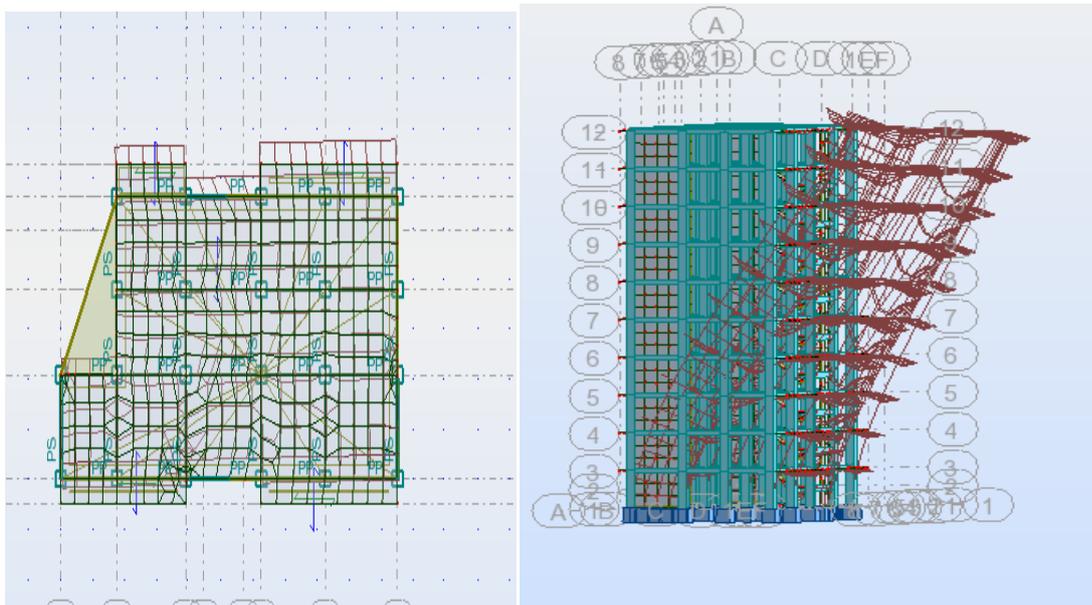


Figure.IV.9 :Deuxième mode de vibration. Vue en plan (Premier variante)

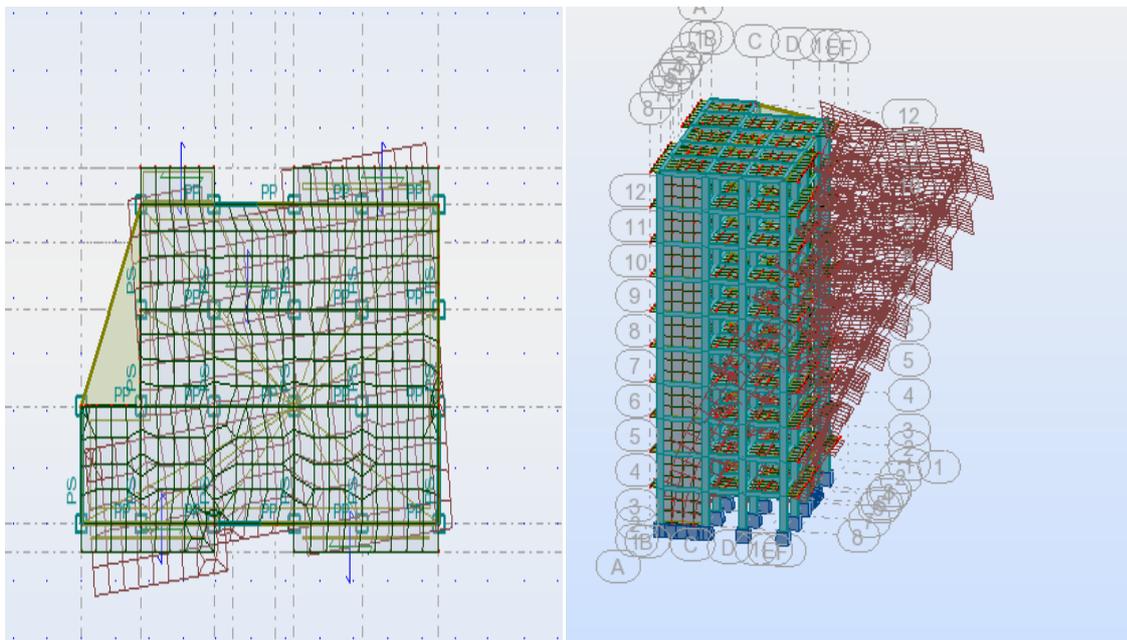


Figure.IV.10 :Troisième mode de vibration. Vue en plan (Premier variante)

IV.4.4.2.Conclusion :

Pour cette raison, on adopte cette conception structurale qui nous donne un meilleur comportement de notre structure vis-à-vis du séisme.

IV.4.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la méthode statique équivalente :

Selon RPA99/version2003 art 4.3.6

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

Si $V_t \leq 0,80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $0.8V/V_t$.

Résumé des résultats :

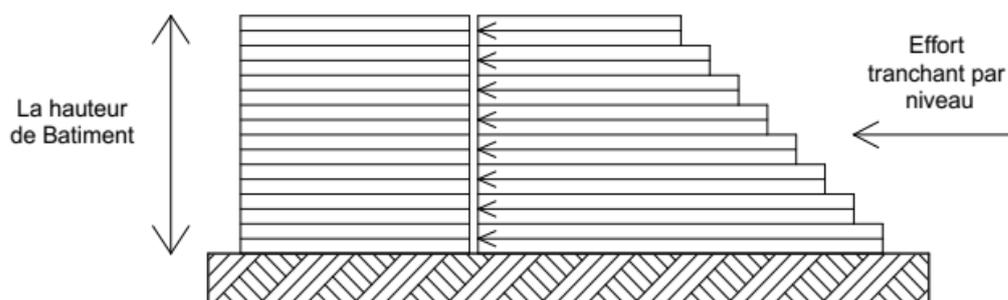
| Sens | Vst (KN) | V dyn (KN) | 0.8Vst | 0.8Vst < V dyn |
|---------------------|----------|------------|----------|----------------|
| Longitudinale (X-X) | 3052.255 | 3293,28 | 2441.804 | Verifie |
| Transversale (Y-Y) | 2559.344 | 3204,25 | 2047.48 | Verifie |

Tableau. IV.7: les résultats des forces sismiques.

IV.4.5.L' effort tranch sismique de l' étage :

Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :

Les résultats sont donnés les tableaux pour les deux direction principales



sens x :

| Etage | Fx (total) [kN] | Fx sur les poteaux [kN] | Fx sur les voiles [kN] |
|------------|-----------------|-------------------------|------------------------|
| RDC | 3293,28 | 1967,77 | 1325,51 |
| 1 | 3241,21 | 1733,95 | 1507,26 |
| 2 | 3119,00 | 1892,33 | 1226,67 |
| 3 | 2941,86 | 1904,57 | 1037,30 |
| 4 | 2703,52 | 1818,16 | 885,36 |
| 5 | 2411,17 | 1667,58 | 743,59 |
| 6 | 2067,83 | 1455,12 | 612,71 |
| 7 | 1663,82 | 1232,59 | 431,23 |
| 8 | 1202,72 | 953,74 | 248,97 |
| 9 | 671,98 | 826,12 | -154,15 |

sens y :

| Etage | Fy (total) [kN] | Fy sur les poteaux [kN] | Fy sur les voiles [kN] |
|------------|-----------------|-------------------------|------------------------|
| RDC | 3204,25 | 1283,56 | 1920,69 |
| 1 | 3152,09 | 830,69 | 2321,41 |
| 2 | 3032,27 | 1006,53 | 2025,74 |
| 3 | 2867,36 | 1105,59 | 1761,77 |
| 4 | 2661,91 | 1147,69 | 1514,22 |
| 5 | 2403,14 | 1142,69 | 1260,45 |
| 6 | 2085,96 | 1098,94 | 987,02 |
| 7 | 1718,10 | 1030,30 | 687,80 |
| 8 | 1281,05 | 907,22 | 373,83 |
| 9 | 728,81 | 1080,74 | -351,92 |

sens z :

| Etage | Fz(total) [kN] | Fz sur les poteaux [kN] | Fz sur les voiles [kN] |
|------------|------------------|-------------------------|------------------------|
| RDC | -36873,66 | -31411,26 | -5462,40 |
| 1 | -32979,92 | -28328,28 | -4651,64 |
| 2 | -29433,19 | -25283,84 | -4149,36 |
| 3 | -25885,84 | -22251,37 | -3634,47 |
| 4 | -22163,76 | -19068,18 | -3095,59 |
| 5 | -18412,57 | -15868,44 | -2544,13 |
| 6 | -14631,63 | -12649,72 | -1981,91 |
| 7 | -10822,81 | -9413,78 | -1409,03 |
| 8 | -6983,63 | -6159,62 | -824,01 |
| 9 | -3435,51 | -3248,33 | -187,18 |

Selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) pag 19 :

$$\frac{F_{X\text{ poteau}}}{F_{X\text{ total}}} = \frac{1967,77}{3293,28} = 59.75\% \geq 25\% \dots \dots \dots \text{cv.}$$

$$\frac{F_{y\text{ poteau}}}{F_{y\text{ total}}} = \frac{1283,56}{3204,25} = 40.06\% \geq 25\% \dots \dots \dots \text{cv.}$$

$$\frac{F_{Z\text{ voil}}}{F_{Z\text{ total}}} = \frac{-5462,40}{-36873,66} = 14.81\% \leq 20\% \dots \dots \dots \text{cv.}$$

Selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) :

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles dans ce système de contreventement :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

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 notre système de contreventement est mixte (portiques-voiles)..

IV.4.6.Vérification les déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

(RPA art 4.4.3)

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ck}$$

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique F_i

R : coefficient de comportement = 5

Δ_k : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

h_k : la hauteur de l'étage k. ➔ $h = 3.06\text{m}$

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent ne doivent pas dépasser :

$$\Delta_k \text{ limite} = 0.01h$$

Sens (EX):

| Etage | UX [cm] | dr UX[cm] | Max UX [cm] | Min UX [cm] |
|-------|---------|-----------|-------------|-------------|
| RDC | 0,7 | 0,7 | 0,7 | 0,0 |
| 1 | 2,0 | 1,3 | 2,0 | 0,7 |
| 2 | 3,6 | 1,6 | 3,6 | 2,0 |
| 3 | 5,2 | 1,6 | 5,3 | 3,6 |
| 4 | 6,9 | 1,6 | 6,9 | 5,2 |
| 5 | 8,4 | 1,5 | 8,5 | 6,8 |
| 6 | 9,7 | 1,3 | 9,8 | 8,3 |
| 7 | 10,9 | 1,2 | 11,0 | 9,6 |
| 8 | 11,8 | 1,0 | 12,0 | 10,7 |
| 9 | 12,6 | 0,8 | 12,8 | 11,7 |

Tableau IV.8 : Vérification les déplacements X-X.- Sens (EY) :

| Etage | UY [cm] | dr UY [cm] | Max UY [cm] | Min UY [cm] |
|-------|---------|------------|-------------|-------------|
| RDC | 0,4 | 0,4 | 0,5 | 0,0 |
| 1 | 1,3 | 0,8 | 1,5 | 0,3 |
| 2 | 2,4 | 1,1 | 2,9 | 0,9 |
| 3 | 3,7 | 1,3 | 4,4 | 1,8 |
| 4 | 5,1 | 1,4 | 6,1 | 2,8 |
| 5 | 6,5 | 1,4 | 7,8 | 3,9 |
| 6 | 7,9 | 1,4 | 9,5 | 5,0 |
| 7 | 9,3 | 1,4 | 11,1 | 6,2 |
| 8 | 10,7 | 1,3 | 12,7 | 7,3 |
| 9 | 11,9 | 1,2 | 14,1 | 8,4 |

*Tableau IV.9 :Vérification les déplacements Y-Y.***IV.4.7.Justification de l'effort P-Δ :**

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

L'article 5.9 du RPA99/version2003 p40.

$$\theta = \frac{PK \cdot \Delta K}{VK \cdot hK} \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d’exploitation associée au dessus de niveau k.

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

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.

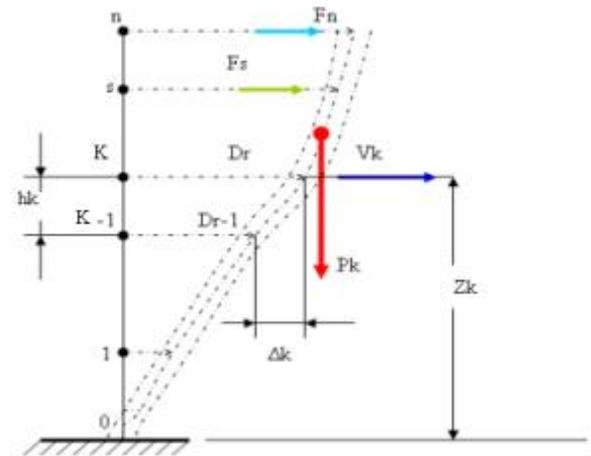


Figure IV.12: Notion des effets du second ordre.

Sens X

| Niveau | W_i (kn) | P_k (kn) | ΔK | V_x (kn) | H_k (m) | θ | < 0.1 |
|--------|------------|-------------|------------|------------|-----------|---------------|---------|
| 9 | 363070.64 | 3630.7064 | 0.008 | 671.98 | 3.06 | 0.0141 | Vérifie |
| 8 | 325998.97 | 6890.69.61 | 0.01 | 1202.72 | 3.06 | 0.0187 | Vérifie |
| 7 | 325998.97 | 10150.68.58 | 0.012 | 1663.82 | 3.06 | 0.0239 | Vérifie |
| 6 | 325998.97 | 13410.67.55 | 0.013 | 2067.83 | 3.06 | 0.0276 | Vérifie |
| 5 | 325998.97 | 16670.66.52 | 0.015 | 2411.17 | 3.06 | 0.0339 | Vérifie |
| 4 | 325998.97 | 19930.65.49 | 0.016 | 2703.52 | 3.06 | 0.0385 | Vérifie |
| 3 | 325998.97 | 23190.64.46 | 0.016 | 2941.86 | 3.06 | 0.0412 | Vérifie |
| 2 | 325998.97 | 26450.63.43 | 0.016 | 3119.00 | 3.06 | 0.0443 | Vérifie |
| 1 | 325998.97 | 29710.62.4 | 0.013 | 3241.21 | 3.06 | 0.0389 | Vérifie |
| RDC | 325998.97 | 32970.61.37 | 0.007 | 3293.28 | 3.06 | 0.0229 | Vérifie |

Tableau IV.10 : Vérification l’effet P- Δ sens X

- Sens Y :

| Niveau | $W_i(\text{kn})$ | $P_k(\text{kn})$ | ΔK | V_y | Hk (m) | θ | < 0.1 |
|--------|------------------|------------------|------------|---------|--------|---------------|---------|
| 9 | 363070.64 | 3630.70.64 | 0.012 | 728,81 | 3.06 | 0.0195 | Vérifie |
| 8 | 325998.97 | 6890.69.61 | 0.013 | 1281,05 | 3.06 | 0.0229 | Vérifie |
| 7 | 325998.97 | 10150.68.58 | 0.014 | 1718,10 | 3.06 | 0.0270 | Vérifie |
| 6 | 325998.97 | 13410.67.55 | 0.014 | 2085,96 | 3.06 | 0.0941 | Vérifie |
| 5 | 325998.97 | 16670.66.52 | 0.014 | 2403,14 | 3.06 | 0.0317 | Vérifie |
| 4 | 325998.97 | 19930.65.49 | 0.014 | 2661,91 | 3.06 | 0.0343 | Vérifie |
| 3 | 325998.97 | 23190.64.46 | 0.013 | 2867,36 | 3.06 | 0.0344 | Vérifie |
| 2 | 325998.97 | 26450.63.43 | 0.011 | 3032,27 | 3.06 | 0.0313 | Vérifie |
| 1 | 325998.97 | 29710..62.4 | 0.008 | 3152,09 | 3.06 | 0.0246 | Vérifie |
| RDC | 325998.97 | 32970.61.37 | 0.004 | 3204,25 | 3.06 | 0.0135 | Vérifie |

Tableau I V.11 : Vérification l'effet P- Δ sens Y

❖ **Remarque :**

Puisque tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0.10, donc l'effet P- Δ peut être négligé pour les deux sens.

IV.4.8.L'excentricité accidentelle :

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivant :

$$e_x = |X_{CT} - X_{CM}| ; e_y = |Y_{CT} - Y_{CM}|$$

$$\bullet e_{ax} = 0.05 L_x \quad \text{avec : } L_x = 23.6 \text{ m} \quad e_{ax} = 1.18 \text{ m}$$

$$\bullet e_{ay} = 0.05 L_y \quad \text{avec : } L_y = 23.6 \text{ m} \quad e_{ay} = 1.18 \text{ m}$$

L'excentricité a prendre dans le calcul :

$$\bullet e_{ax} = 1,18\text{m}$$

$$\bullet e_{ay} = 1,18\text{m}$$

Le tableau suivant résume les résultats :

| Etage | Masse [kg] | G (x,y,z) [m] | R (x,y,z) [m] | ex0 [m] | ey0 [m] | ex2 [m] | ey2 [m] |
|-------|------------|------------------|------------------|---------|---------|---------|---------|
| RDC | 325998,97 | 11,34 5,34 1,53 | 10,55 5,60 2,33 | 0,79 | 0,26 | 1,05 | 0,68 |
| 1 | 325998,97 | 11,34 5,34 4,59 | 10,55 5,60 5,39 | 0,79 | 0,26 | 1,05 | 0,68 |
| 2 | 325998,97 | 11,34 5,34 7,65 | 10,55 5,60 8,45 | 0,79 | 0,26 | 1,05 | 0,68 |
| 3 | 325998,97 | 11,34 5,34 10,71 | 10,55 5,60 11,51 | 0,80 | 0,26 | 1,05 | 0,68 |
| 4 | 325998,97 | 11,34 5,34 13,77 | 10,55 5,60 14,57 | 0,80 | 0,26 | 1,05 | 0,68 |
| 5 | 325998,97 | 11,34 5,34 16,83 | 10,55 5,60 17,63 | 0,80 | 0,26 | 1,05 | 0,68 |
| 6 | 325998,97 | 11,34 5,34 19,89 | 10,55 5,60 20,69 | 0,80 | 0,27 | 1,05 | 0,68 |
| 7 | 325998,97 | 11,34 5,34 22,95 | 10,55 5,60 23,75 | 0,80 | 0,27 | 1,05 | 0,68 |
| 8 | 325998,97 | 11,34 5,34 26,01 | 10,55 5,60 26,81 | 0,79 | 0,26 | 1,05 | 0,68 |
| 9 | 363070,64 | 11,38 5,33 29,07 | 10,54 5,53 29,91 | 0,83 | 0,21 | 1,05 | 0,68 |

IV.4.8. Détermination la force de chaque niveau :

$$F_i = V_{stat} \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

➤ **Sens X:**

| Niveau | w_i (kn) | h_i (m) | $W_i h_i$ | $\sum W_i h_i$ | V_x^{stat} (kn) | F_x (kn) | V_x (kn) |
|--------|------------|-----------|--------------|----------------|-------------------|------------|------------|
| 9 | 363070.64 | 30.60 | 111099.61.58 | 560097.9969 | 3052.255 | 605.4375 | 605.4375 |
| 8 | 325998.97 | 27.54 | 89780.11.63 | 560097.9969 | 3052.255 | 489.2568 | 1094.6943 |
| 7 | 325998.97 | 24.48 | 79804.54.76 | 560097.9969 | 3052.255 | 434.8950 | 1529.5893 |
| 6 | 325998.97 | 21.42 | 69828.97.94 | 560097.9969 | 3052.255 | 380.5331 | 1910.1224 |
| 5 | 325998.97 | 18.36 | 59951.21.06 | 560097.9969 | 3052.255 | 326.7042 | 2236.8266 |
| 4 | 325998.97 | 15.3 | 49877.84.24 | 560097.9969 | 3052.255 | 271.8094 | 2508.636 |
| 3 | 325998.97 | 12.24 | 39902.27.39 | 560097.9969 | 3052.255 | 217.4475 | 2726.0835 |
| 2 | 325998.97 | 9.18 | 29926.70.54 | 560097.9969 | 3052.255 | 163.0856 | 2889.1691 |
| 1 | 325998.97 | 6.12 | 19951.13.70 | 560097.9969 | 3052.255 | 1087238 | 2997.8929 |
| RDC | 325998.97 | 3.06 | 9975.56.85 | 560097.9969 | 3052.255 | 54.3619 | 3052.2548 |

❖ vérification du moment de renversement :

$$\frac{M_s}{M_R} > 1.5 \quad M_S = \frac{w \times l_i}{2}$$

| Niveau | $F_X(kn)$ | $h_i(m)$ | $F_X \times h_i$ |
|--------|-----------|----------|------------------|
| 9 | 605.4375 | 30.6 | 18526.3875 |
| 8 | 489.2568 | 27.54 | 13474.1323 |
| 7 | 434.8950 | 24.48 | 10646.2296 |
| 6 | 380.5331 | 21.42 | 8151.0190 |
| 5 | 326.7042 | 18.36 | 5998.2891 |
| 4 | 271.8094 | 15.3 | 4158.6838 |
| 3 | 217.4475 | 12.24 | 2661.5574 |
| 2 | 163.0856 | 9.18 | 14971.1258 |
| 1 | 108.7238 | 6.12 | 665.3897 |
| RDC | 54.3619 | 3.06 | 166.3474 |
| | | M_r | 79419.1616 |

$$M_S = \frac{w \times l_i}{2} = 32970.6137 \times \frac{21.30}{2} = 351137.0359$$

$$\frac{M_s}{M_R} = \frac{351137.0359}{79419.1616} = 4.42 > 1.5 \dots \dots \dots cv$$

➤ Sens Y:

| Niveau | w_i (kn) | h_i (m) | $W_i h_i$ | $\sum W_i h_i$ | V_y^{stst} (kn) | F_y (kn) | V_y (kn) |
|--------|------------|--------------|--------------|----------------|-------------------|------------|------------|
| 9 | 363070.64 | 30.6 | 111099.61.58 | 560097.9969 | 2559.344 | 507.6649 | 507.6649 |
| 8 | 325998.97 | 27.54 | 89780.11.63 | 560097.9969 | 2559.344 | 410.2464 | 917.9113 |
| 7 | 325998.97 | 24.48 | 79804.54.76 | 560097.9969 | 2559.344 | 364.6634 | 1282.5747 |
| 6 | 325998.97 | 21.42 | 69828.97.94 | 560097.9969 | 2559.344 | 319.0806 | 1601.6553 |
| 5 | 325998.97 | 18.39 | 59951.21.06 | 560097.9969 | 2559.344 | 273.9445 | 1875.5998 |
| 4 | 325998.97 | 15.3 | 49877.84.24 | 560097.9969 | 2559.344 | 227.9147 | 2103.5145 |
| 3 | 325998.97 | 12.24 | 39902.27.39 | 560097.9969 | 2559.344 | 182.3315 | 2285.846 |
| 2 | 325998.97 | 9.18 | 29926.70.54 | 560097.9969 | 2559.344 | 136.7488 | 2422.5948 |
| 1 | 325998.97 | 6.12 | 19951.13.70 | 560097.9969 | 2559.344 | 91.1659 | 2513.7607 |
| RDC | 325998.97 | 3.06 | 9975.56.85 | 560097.9969 | 2559.344 | 45.5829 | 2559.3436 |

❖ **vérification du moment de renversement :**

| Niveau | F_y (kn) | h_i (m) | $F_y \times h_i$ |
|------------|------------|-----------|------------------|
| 9 | 507.6649 | 30.6 | 15534.5459 |
| 8 | 410.2464 | 27.54 | 11298.1859 |
| 7 | 364.6634 | 24.48 | 8926.9600 |
| 6 | 319.0806 | 21.42 | 6834.7065 |
| 5 | 273.9445 | 18.36 | 5029.6210 |
| 4 | 227.9147 | 15.3 | 4190.8949 |
| 3 | 182.3315 | 12.24 | 2231.73756 |
| 2 | 136.7488 | 9.18 | 1255.3539 |
| 1 | 91.1659 | 6.12 | 557.9353 |
| RDC | 45.5829 | 3.06 | 139.4837 |
| | | M_r | 55999.42466 |

$$M_S = \frac{w \times l_x}{2} = \frac{x}{2} = 32970.6137 \times \frac{13.57}{2} = 223705.6140 \text{ N.m}$$

$$\frac{M_S}{M_R} = \frac{223705.6140}{55999.42466} = 3.99 > 1.5 \dots\dots\dots \text{cv.}$$

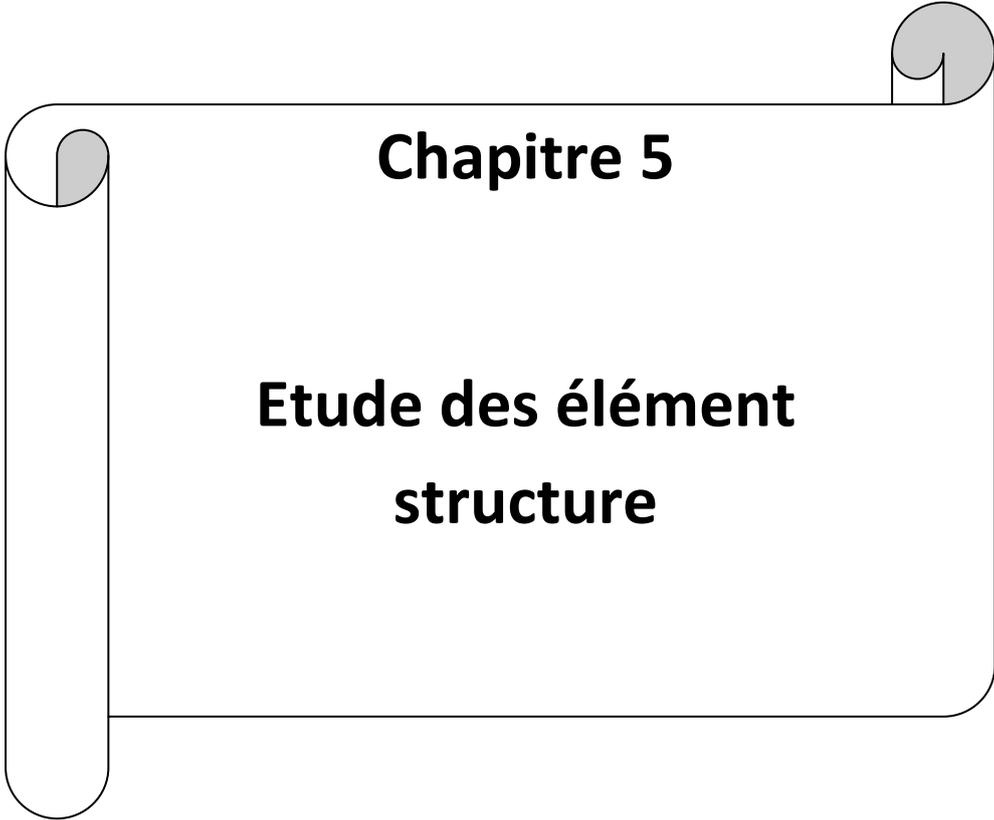
✚ La structure est stable, elle est vérifiée vis-à-vis du renversement selon les deux directions.

Après les changements et les modifications faites, les dimensions retenues définitivement sont les suivantes :

- 1- Poutres principales : (30×45) cm²
- 2- Poutres secondaires : (30×35) cm²
- 3- Epaisseur des voiles : e=20 cm
- 4- Poteaux : (65×65)= cm²

IV.5. Conclusion:

Après toutes ces vérifications on peut dire que notre structure est une structure parasismique. Le résultat obtenu pour le logiciel ROBOT 2014 (différentes sollicitation des éléments principaux) seront utilisés pour calculer les armatures de ces éléments ce qui va venir dans Notre prochain chapitre (calcul des éléments principaux).



Chapitre 5

**Etude des élément
structure**

FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

V.1 : Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable). Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (Robot Structural Analysis), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Leurs ferrailages doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

V.2. Les combinaisons d'actions :

* Règlement BAEL 91 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**

$1,35 G + 1,5 Q$ à l'E.L.U.

$G + Q$ à l'E.L.S.

b) Règlement RPA 99 :

Ce sont des combinaisons qui tiennent en compte les charges sismiques **E**.

• $G + Q \pm E$ (1)

• $0.8 G \pm E$ (2)

➤ les poteaux :

• à l'ELU : $1.35 G + 1.5 Q$ (BAEL 91)

• à l'ELS : $G + Q$

• accidentelle $0.8 G \pm E$ (RPA99- 2003)

$$G + Q \pm E$$

Sachant que :

• La combinaison ($G + Q \pm E$) donne un effort normal maximal et un moment correspondant ($N_{\max}, M_{\text{corr}}$).

➤ Elle dimensionne le coffrage des sections de béton.

- La combinaison $(0.8G \pm E)$ donne un effort normal minimum et un moment correspondant $(N_{\min}, M_{\text{corr}})$.

➤ Elle dimensionne les sections d'acier (contrainte de traction maximale) .

➤ **les poutres :**

- à l'ELU : $1.35 G + 1.5 Q$ (BAEL 91)

- à l'ELS : $G + Q$

- **accidentelle** $G + Q \pm E$ (RPA99)

Sachant que :

$0.8 G \pm E$

La combinaison $(G + Q + E)$ donnera le moment négatif maximal en valeur absolu sur les appuis et donne le ferrailage supérieur au niveau des appuis .

- La combinaison $(0.8G \pm E)$ donnera le moment négatif ou positif minimum en valeur absolu sur les appuis et donne le ferrailage inférieur au niveau des appuis dans le cas où le moment est positif

➤ **Pour les voiles :**

- $G + Q \pm E$ (RPA99)

$0.8 G \pm E$

V.3.Ferrailage des éléments porteurs :

V.3.1 : Ferrailage des poteaux :

V.3.1.1.Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis un effort (N) et à deux moments fléchissant (M_{x-x} et M_{y-y}).

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

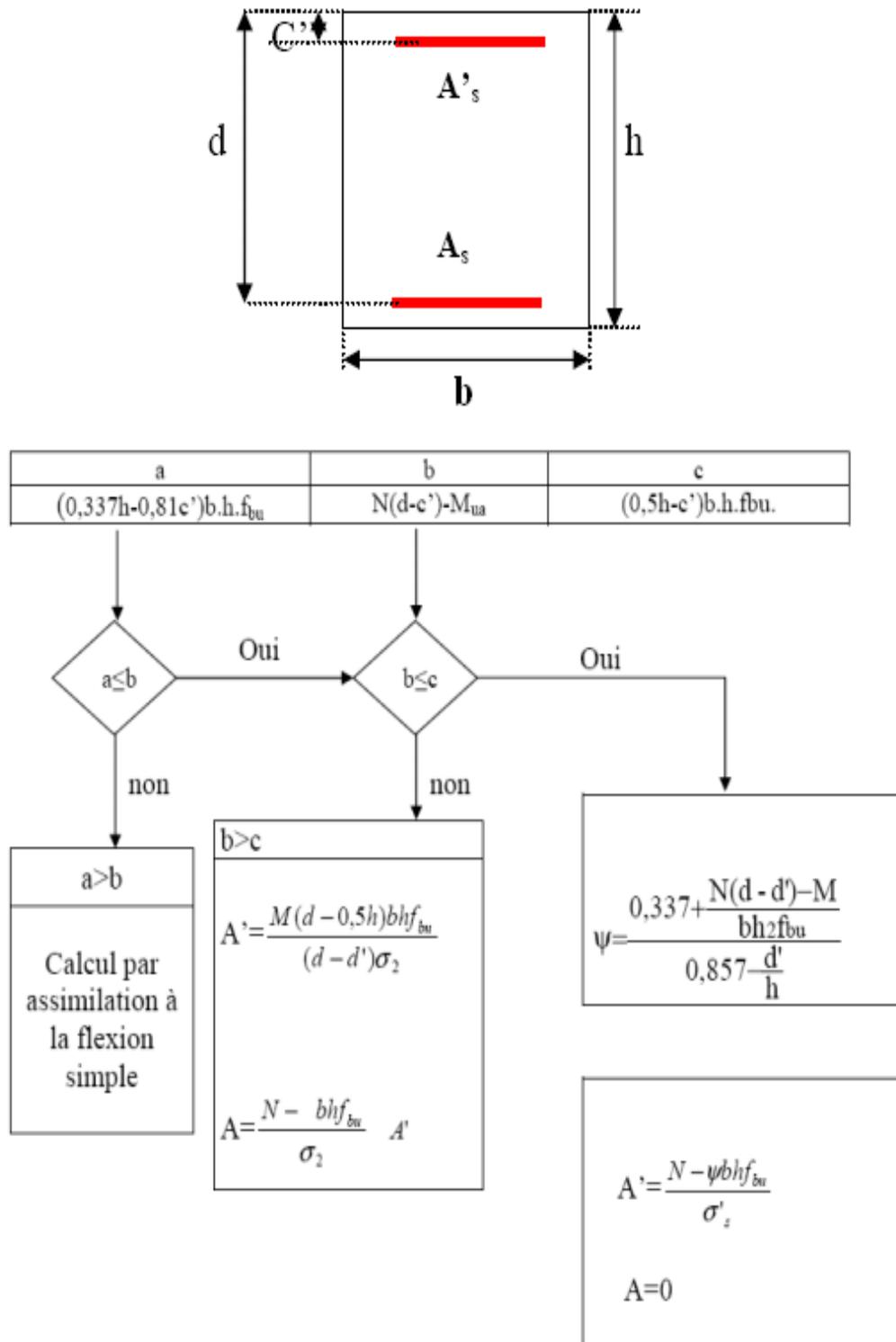


Figure .V.1 : ORGANIGRAMME DE CALCUL DU FERRAILLAGE EN FLEXION COMPOSEE.

V.3.1.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

| Situation | Béton | | | Acier (FeE400) | | |
|--------------|------------|--------------------|------------------|----------------|----------|------------------|
| | γ_b | f_{c28} (Mpa) | σ_b (Mpa) | γ_s | Fe (MPa) | σ_s (MPa) |
| Durable | 1.5 | 25 | 14.2 | 1.15 | 400 | 348 |
| Accidentelle | 1.15 | 25 | 18.5 | 1 | 400 | 400 |

Tableau V.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.

V.3.1.3 Recommandations du RPA99/version 2003 :

- Armatures longitudinales :

D'après le RPA99/version 2003 (**article 7.4.2 page 48**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

➤ Leur pourcentage minimal en zone sismique III sera de :

- $A_s \geq 0.9\%$ b.h en zone III.

➤ Leur pourcentage maximal :

- 3% en zone courante.

- 6 % en zone de recouvrement.

➤ Le diamètre minimum est de 12mm

➤ La longueur minimale des recouvrements est de:

- $50 \varnothing$ en zone III

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser

- 20cm en zone III.

| Niveau | Section des poteaux (cm^2) | Asmin RPA (cm^2) | Asmax RPA (cm^2) Zone courante | Asmax RPA (cm^2) Zone de recouvrement |
|------------|--------------------------------|----------------------|------------------------------------|---|
| RDC+9étage | (65 × 65) | 38.025 | 126.75 | 253.5 |

Tableau V.2 : pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales.

V.3.1.4: Calcule de ferrailage :

- Poteaux de section :(65×65)cm²

C=4cm ; d=h -4=65-4=61cm ; Acier FeE=400MPa ; fc28=25MPa.

| ELU | | G + Q + E | | 0.8G + E | | ELS | |
|-----------|-------------|-------------|-----------|-----------|-------------|-----------|-------------|
| Nmax (KN) | Mcor (KN.m) | Mmax (KN.m) | Ncor (KN) | Nmin (KN) | Mcor (KN.m) | Nmin (KN) | Mcor (KN.m) |
| 2660.08 | -6.21 | -41,58 | 1764,30 | 76.54 | 18.81 | 1935.02 | 4.51 |

Tableau V.3 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article. A.4.3.5 du C.B.A 93 en adoptant une excentricité totale de calcul.

1^{er} Cas : E.L.U : 1.35G+1.5Q

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_1}{N} + e_a = e_0 + e_a$$

- e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

- e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

$$e_0 = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{-6.21}{2660.08} = -0.00233 \text{ m.}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right)$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}, \frac{306}{250} \right) \Rightarrow e_a = 0.02 \text{ m.}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = -0.00233 + 0.02 = 0.01767 \text{ m.}$$

- Excentricité due aux effets du second ordre e_2 :

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} < \max \left(15; \frac{20e_1}{h} \right)$$

- l_f : la longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m.}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{2.142}{0.65} = 3.29 < \max(15; 0.543)$$

- **Donc on peut utiliser la méthode forfaitaire**

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \phi) \quad \phi : \text{généralement on prend } \phi = 2$$

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 11.40 \quad \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.832$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.65} (2 + 0.832 \times 2) \Rightarrow e_2 = 0.0077 \text{ m.}$$

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasipermanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1

on supposera $\alpha = 0.5$.

Φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge

considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e = e_1 + e_2 = 0.01767 + 0.0077 = 0.02537 \text{ m.}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N \times e = 2660.08 \times 0.02537 = 67.4862 \text{ KN.m}$$

• **Les efforts corrigés :**

$$N_{\text{max}} = 2660.08 \text{ (KN)} \quad ; \quad M_{\text{corr}} = 67.4862 \text{ (KN.m).}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \times b \times h \times \sigma_b$$

$$= (0.337 \times 65 - 0.81 \times 4) \times 65 \times 65 \times 14.2 = 1119806.675 \text{ N.m} = 1.119806675 \text{ MN.m.}$$

$$M_{\text{ua}} = M_{\text{corr}} + N \times (d - h/2) = 67.4862 + 2660.08 \left(0.61 - \frac{0.65}{2}\right) = 825.609 \text{ (KN.m).}$$

$$B = N (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$= 2660.08 (0.61 - 0.04) - 825.609 = 690.6366 \text{ (kN.m)} = 0.6906366 \text{ MN.m}$$

Alors : $a > b \Rightarrow$ la section est entièrement comprimée.

• **Détermination des armatures à la flexion simple :**

$$\mu = \frac{M_{\text{ua}}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_b} = \frac{825.609 \times 10^3}{65 \times 61^2 \times 14.2} = 0.240$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ Mpa}, \quad \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.349 \quad ; \quad \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.8604)$$

$$A_f = \frac{M_{\text{ua}}}{\bar{\sigma}_s \beta d} = \frac{825.609 \times 10^3}{348 \times 0.8604 \times 0.61} = 0.004520 \text{ m} = 45.20 \text{ cm}^2.$$

Détermination des armatures à la flexion composée :

$$A = A_f - \frac{N}{100 \sigma_s} = 45.2027 - \frac{2660080}{100 \times 348} = -31.23 \quad \text{cm}^2 < 0 \Rightarrow A = 0$$

2eme cas : G+Q+E**Les efforts corrigés:**

$$M_{\text{corr}} = -41,58 \text{ (KN.m)} ; \quad N_{\text{max}} = 1764,30 \text{ (KN)}$$

$$e_a = \max \left(2\text{cm}, \frac{L}{250} \right)$$

$$e_a = 0.02 \text{ m} = 2\text{cm.}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\text{min}}} = \frac{-41,58}{1764,30} = -0.0236 \text{ m} = -2.36\text{cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = -2.36 + 2 = -0.36\text{cm.}$$

$$e_2 = \frac{3 \times I_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \emptyset) = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.65} (2 + 0.82 \times 2) = 0.0077 \text{ m.}$$

$$e = e_1 + e_2 = -0.0036 + 0.0077 = 0.0041 \text{ m.}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N \times e = 1764,30 \times 0.0041 = 7.234 \text{ KN.m.}$$

• Les efforts corrigés :

$$N_{\text{max}} = 1764,30 \text{ (KN)} ; \quad M_{\text{corr}} = 7.234 \text{ (KN.m).}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \times b \times h \times \sigma_b$$

$$= (0.337 \times 65 - 0.81 \times 4) \times 65 \times 65 \times 18.5 = 1458903.06 \text{ N.m} = 1.45890306 \text{ (MN.m)}$$

$$M_{\text{ua}} = M_{\text{corr}} + N \times (d - h/2) = 7.234 + 1764,30 \times \left(0.61 - \frac{0.65}{2}\right) = 510.0595 \text{ (KN.m).}$$

$$B = N (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$= 1764,30 (0.61 - 0.04) - 510.0595 = 495.5915 \text{ kn} = 0.4955915 \text{ (MN.m)}$$

Alors : $a > b \Rightarrow$ **la section est entièrement comprimée.**

- Détermination des armatures à la flexion simple:

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_b} = \frac{510.0595 \times 10^3}{65 \times 61^2 \times 18.5} = 0.114$$

$$\bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ Mpa}, \quad \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.152 \quad ; \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.9392)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_s \beta d} = \frac{510.0595 \times 10^{-3}}{400 \times 0.9392 \times 0.61} = 0.0022257 \text{ m}^2 = 22.257 \text{ cm}^2.$$

- Détermination des armatures à la flexion composée :

$$A = A_f - \frac{N}{100 \bar{\sigma}_s} = 22.257 - \frac{176430}{100 \times 400} = -21.85 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A = 0$$

3ème Cas : 0.8G+E :

Les efforts corrigés :

$$M_{corr} = 18.81 \text{ (KN.m)} ; \quad N_{min} = 76.54 \text{ (KN)}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right)$$

$$e_a = 0.02 \text{ m.}$$

$$e_0 = \frac{M_{corr}}{N_{min}} = \frac{18.81}{76.54} = 0.246 \text{ m}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0.02 + 0.246 = 0.266 \text{ m.}$$

$$e_2 = \frac{3 \times I_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \emptyset) = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.65} (2 + 0.82 \times 2) = 0.0077 \text{ m.}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.266 + 0.0077 = 0.2737 \text{ m.}$$

$$M_{corr} \acute{e} = N \times e = 76.54 \times 0.2737 = 21.03 \text{ KN.m.}$$

- Les efforts corrigés :

$$N_{min} = 76.54 \text{ (KN)} ; \quad M_{corr} = 21.03 \text{ (KN.m).}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \times b \times h \times \sigma_b$$

$$= (0.337 \times 65 - 0.81 \times 4) \times 65 \times 65 \times 18.5 = 1458903.06 \text{ N.m} = 1.45890306 \text{ MN.m}$$

$$M_{ua} = M_{corr} + N \times (d - h/2) = 172.4981 + 76.54 \left(0.61 - \frac{0.65}{2}\right) = 194.312 \text{ (KN.m)}$$

$$B = N(d - c') - M_{ua}$$

$$= 76.54 (0.61 - 0.04) - 194.312 = -150.6842 \text{ kn} = -1.506842 \text{ (MN.m)}$$

Alors : $a > b \Rightarrow$ la section est entièrement comprimée.

- Détermination des armatures à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_b} = \frac{194.312 \times 10^3}{65 \times 61^2 \times 18.5} = 0.0434$$

$$\bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ Mpa}, \quad \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0555 \quad ; \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.9778 \quad)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_s \beta d} = \frac{194.312 \times 10^{-3}}{400 \times 0.9778 \times 0.61} = 0.000814 \text{ m}^2 = 8.14 \text{ cm}^2.$$

- Détermination des armatures à la flexion composée :

$$A = A_f - \frac{N}{100 \bar{\sigma}_s} = 8.14 - \frac{76.54 \times 10^3}{100 \times 400} = 6.2265 \text{ cm}^2.$$

4eme cas : G+Q

Les efforts corrigés:

$$M_{corr} = 4.51 \text{ (KN.m)} ; \quad N_{max} = 1935.02 \text{ (KN)}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right).$$

$$e_a = 0.02 \text{ m}.$$

$$e_0 = \frac{M_{corr}}{N_{min}} = \frac{4.51}{1935.02} = 0.00233 \text{ m}.$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0.02 + 0.00233 = 0.02233 \text{ m}.$$

$$e_2 = \frac{3 \times I_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \emptyset) = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.50} (2 + 0.82 \times 2) = 0.0077 \text{ m}.$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.02233 + 0.0077 = 0.03003 \text{ m.}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N \times e = 1935.02 \times 0.03003 = 58.1086 \text{ KN.}$$

• **Les efforts corrigés :**

$$N_{\text{max}} = 1935.02 \quad (\text{KN}) \quad ; \quad M_{\text{corr}} = 58.1086 \quad (\text{KN.m}).$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \times b \times h \times \sigma_b$$

$$= (0.337 \times 65 - 0.81 \times 4) \times 65 \times 65 \times 14.2 = 1119806.675 \text{ N.m} = 1.119806675 \text{ MN.m}$$

$$M_{\text{ua}} = M_{\text{corr}} + N \times (d - h/2) = 58.1086 + 1935.02 \left(0.61 - \frac{0.65}{2}\right) = 609.5893 (\text{KN.m}).$$

$$B = N (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$= 1935.02 (0.61 - 0.04) - 609.5893 = 493.3721 \text{ kn} = -0.4933721 (\text{MN.m})$$

Alors : $a > b \Rightarrow$ la section est entièrement comprimée.

• **Détermination des armatures à la flexion simple :**

$$\mu = \frac{M_{\text{ua}}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_b} = \frac{609.5893 \times 10^3}{65 \times 61^2 \times 14.2} = 0.177$$

$$\bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ Mpa}, \quad \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.2453 ; \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.90188)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_s \beta d} = \frac{609.5893 \times 10^{-3}}{400 \times 0.6872 \times 0.61} = 2.77 \text{ cm}^2.$$

• **Détermination des armatures à la flexion composée :**

$$A = A_f - \frac{N}{100 \bar{\sigma}_s} = 2.77 - \frac{1935.02}{100 \times 400} = -45.6055 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A = 0$$

VI.3.1.5. Vérification des sections : RPA (99ver2003) art.7.4.2,1

D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_{\text{min}} = 0.9\% (h.b) = 0.009(65 \times 65) = 38.025 \text{ (Zone III)}$$

5.1. leur pourcentage maximal :

zone courante :

$$A_{\max} = (3 \times b \times h) / 100 = 126.5 \text{ cm}^2$$

zone de recouvrement :

$$A_{\max} = (6 \times b \times h) / 100 = 253.5 \text{ cm}^2.$$

VI.3.1.6. Vérification de la Condition de non fragilité BAEL 91 art A. 4.2 :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.23db \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.79 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPA}) = 38.25 \text{ cm}^2$$

Tableau récapitulatif des résultats

| Les Cas | A _{cal} (cm ²) | A _{RPA} (cm ²) | A _{BAEL} (cm ²) | A _{adopté} |
|---------|--------------------------------------|--------------------------------------|---------------------------------------|---|
| G+Q+E | 0 | 38.025 | 4.79 | 8HA25+2HA20 =45.55cm² |
| ELU | 0 | | | |
| ELS | 0 | | | |
| 0.8G+E | 6.2265 | | | |

VI.3.1.7. Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N_{ser}, M_{ser}) La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

La contrainte d'acier est limitée par : $\sigma_s = 400 \text{ MPA}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$M_{corr} = 4.51 \text{ (KN.m)}$, $N_{max} = 1935.02 \text{ (KN)}$.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{sre}} = \frac{4.51}{1935.02} = 0.00233m$$

$$e_0 = 0.00233 \text{ m} < \frac{h}{6} = \frac{0.65}{6} = 0.1083$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1) = 65 \times 65 + 15(45.55) = 4908.25 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right] = \frac{1}{4908.25} \left[\frac{65 \times 65^2}{2} + 15(45.55 \times 4 + 45.55 \times 61) \right]$$

$$v_1 = 37.024$$

$$v_2 = h - v_1 = 65 - 37.024 = 27.976 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_2^3 + v_1^3) + 15(A_1(v_1 - c_1)^2 + A_2(v_2 - c_2)^2)$$

$$= \frac{65}{3} (27.976^3 + 37.024^3) + 15(45.55(37.024 - 4)^2 + 45.55(27.976 - 4)^2)$$

$$= 2711930.56 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravite de la section rendue homogène.

$$M_G = 4510 \text{ N.m}$$

$$K = \frac{4510}{2711930.56} = 0.00166$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{max}}{100B_0} = \frac{1935020}{100 \times 4908.25} = 3.94 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K v_1 = 3.94 + 0.00166 \times 37.024 = 4.0014 \text{ MPa.}$$

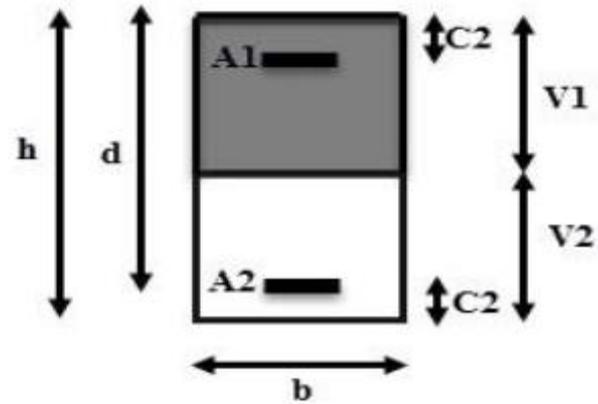
$$\sigma_b = 4.0014 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots CV.$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c)] = 15[3.94 + 0.00166(37.024 - 4)] = 59.92 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 + K(d - v_1)] = 15[3.94 + 0.00166(61 - 37.024)] = 59.694 \text{ MPa.}$$



$$\sigma_s^1 = 59.92 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv.})$$

$$\sigma_s^2 = 59.694 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

V.3.1.8 : Armatures transversales:

8.1. Vérification du poteau à l'effort tranchant :BAEL91(A.5.1,212)

On prend l'effort tranchant max et on généralise la section d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max .

$$V_{\max} = 265.5 \text{ KN}$$

8.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V_{\max}}{bd} = \frac{265.5 \times 10^3}{650 \times 610} = 0.67 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau = 0.67 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

8.3: Calcul d'armature transversale:

Selon (RPA99 version 2003) ART 7.4.2.2 les armatures transversales des poteaux sont

calculées à l'aide de la formule suivante : $\frac{A_t}{s_t} = \frac{\rho_a V_u}{h f_e}$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e = 400 \text{ MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les effort tranchants.

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g > 5.$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left(\frac{2.142}{0.65} \text{ ou } \frac{2.142}{0.65} \right) \Rightarrow \lambda_g = 3.295 < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3.75$$

V.3.1.9. L'espacement :

St : c'est l'espacement des armatures transversales

- **La zone nodale :**

$$St \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm}) \text{ (ARA 7.4.2.2 RPA)}$$

en prend t = 10.....Zone nodale (zone III)

- **La zone courante :**

$$St \leq \min\left(\frac{b}{2}, \frac{h}{2}, 15\phi_l\right) \text{ (ART 7.4.2.2 RPA)}$$

st=10 ϕ_lZone courante (zone III)

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$St \leq 30\text{cm}$$

- On adoptera un espacement de 10 cm en zone nodale et de 15 cm en zone courante.

V.3.1.10. Détermination d'Armature transversale A_t :

En zone nodale :

$$A_{t=} \frac{\rho_a V_u}{h f_e} S_t = \frac{3.75 \times 265500}{65 \times 400} \times 0.1 = 3.82 \text{ cm}^2.$$

En zone courante :

$$A_{t=} \frac{\rho_a V_u}{h f_e} S_t = \frac{3.75 \times 265500}{65 \times 400} \times 0.15 = 5.74 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 3.45 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{8T10} / A_t = \mathbf{6.28 \text{ cm}^2}$$

V.3.1.11. Vérification des cadres des armatures minimales:

- **RPA99 version 2003 (7.4.2.2):**

Soit la quantité d'armature minimale (Zone III).

$$\frac{A_t}{s_t b} (\%) = \begin{cases} 0.3\% & \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% & \Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Dans la zone nodale : $S_t = 10$ cm

$$\frac{A_t}{s_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow 0.003 \times 10 \times 65 = 1.95 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

Dans la zone courante : $S_t = 15$ cm

$$\frac{A_t}{s_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow 0.003 \times 15 \times 65 = 2.925 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

•BAEL91 : (art A.8.1,3) :

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l - 20}{3} = 6.67 \text{ cm}.$$

- Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \dots \dots \dots \text{cv}$

2/ leur espacement : $St \leq \min (15 \phi_t ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$$St \leq \min (30 ; 40 \text{ cm} ; 60 \text{ cm}) \dots \dots \text{C.V}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| ETAGE | SPOT (cm ²) | A _{RPA} (cm ²) | N ^{nbr} des barres | A _{adapt} (cm ²) | A _t (cm ²) | St(cm) (Nodale) | St(cm) (Courante) |
|--------|----------------------------|--|--------------------------------------|--|--------------------------------------|--------------------|----------------------|
| RDC+ 9 | 65 × 65 | 38.025 | 8HA25+2HA20 =45.55cm ² | 45.55 | | 10 | 15 |

V.2.4 : Ferrailage du poteau :

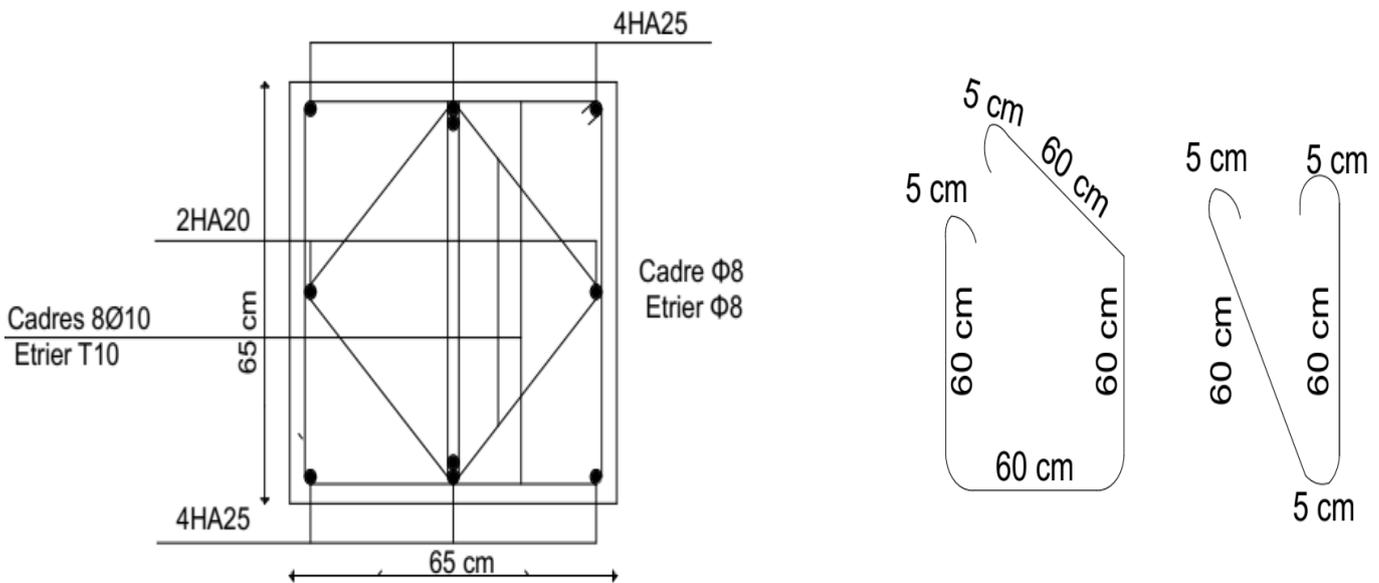


Figure V.2 : Schéma de ferrailage des poteaux.

V.3.2.Ferraillage des poutres :

V.3.2.1.Introduction :

Les poutres sollicitées sont soumises à des moments de flexion, et des efforts tranchants, pour la simplification on ne tiendra pas compte des efforts normaux, les poutres seront alors étudiées en flexion simple. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

V.3.2.2.Recommandation des RPA 99/version 2003 : ART 7.5.2.1

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 :

➤3% en zone courante

➤6 % en zone recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et , 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 : 50λ 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 accidentelle (le cas le plus défavorable)

V.3.3.3.Pour les poutres principales (30× 45) :

. Les résultats sont tirés a partir de logiciel ROBOT 2011 ,sous les combinaisons d'action suivants :

| Combinaisons | 1.35G+1.5Q (KN) | | G+Q (KN) | | G+Q+E (KN) | |
|--------------|--------------------|--------------|-----------|--------------|------------|--------------|
| | En travée | En appuis(-) | En travée | En appuis(-) | En travée | En appuis(-) |
| Valeurs | 52.71 | | 38.55 | 91.62 | | 147.87 |

Tablrau. VI.4.tableau résumé les résultats des moments pour chaque combinaison.

V.3.3.3.1.Étapes de calcul des armatures longitudinales :

| | h (cm) | b (cm) | c (cm) | d (cm) | σ_b Durable | σ_s Durable | σ_b Accidental | σ_s Accidentelle |
|--------------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------------------|-----------------------|--------------------------|----------------------------|
| poutres principales | 45 | 30 | 4 | 41 | 14.2 | 348 | 18.5 | 400 |

- **EUL :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b}, \mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A = ' 0 ; \beta = (1 - 0.4 \alpha), \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}).$$

$$A = \frac{M_{max}}{\beta d \sigma_s}$$

- **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est

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

- **Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (Art7.5.2.1) :**

$$A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 6.75 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :**

4 % en zone courante .

6 % en zone de recouvrement .

- **Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (ArtB.6.4) :**

$$A_{min} = 0.001\% (b \times h) = 1.35 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{BAEL} \geq 0.23 \times 30 \times 41 \times \frac{2.1}{400} = 1.485 \text{ cm}^2$$

V.3.3.3.2. Calcul des armatures :

❖ Combinaisons: 1.35G+1.5Q

En travée :

- E.U.L : $A_1 = \frac{M_{max}}{\beta d \sigma_b}$

| Niveau | Mu (N.m) | μ | μl | α | β | Atravé (cm ²) |
|------------|-------------|--------|---------|----------|---------|------------------------------|
| RDC+9étage | 52710 | 0.0736 | 0.392 | 0.0956 | 0.9618 | 3.841 |

- E.U.S :

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

| Niveau | α | Mu (N.m) | Mser (N.m) | γ | $\bar{\alpha}$ | Condition |
|------------|----------|-------------|---------------|----------|----------------|-----------|
| RDC+9étage | 0.0956 | 52710 | 38550 | 1.37 | 0.435 | CV |

- Tableau récapitulatif :

| Niveau | Atravée (cm ²) | A_{min}^{BAEL} (cm ²) | ABAEL (cm ²) | A_{RPA} (cm ²) | Amax (cm ²) | A adopt(cm ²) |
|------------|-------------------------------|--|-----------------------------|---------------------------------|----------------------------|---------------------------|
| RDC+9étage | 3.841 | 1.35 | 1.485 | 6.75 | 6.75 | 5T14=7,70cm |

❖ La combinaison : G+Q+Ex :**Sur Appuis :**

Le moment est négatif alors on vérifie la nappe supérieure

Nappe sup :

$$A_1 = \frac{M_{max}}{\beta d \sigma_b}$$

| Niveau | Mu (N.m) | μ | μl | α | β | Atravé (cm ²) |
|------------|----------|-------|---------|----------|---------|---------------------------|
| RDC+9étage | 147870 | 0.206 | 0.392 | 0.291 | 0.8836 | 11.72 |

• **E.U.S :**

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

| Niveau | α | Mu (N.m) | Mser (N.m) | γ | $\bar{\alpha}$ | Condition |
|------------|----------|----------|------------|----------|----------------|-----------|
| RDC+9étage | 0.291 | 147870 | 91620 | 1.61 | 0.435 | CV |

• **Tableau récapitulatif :**

| Niveau | Atravée (cm ²) | A_{min}^{BAEL} (cm ²) | ABAEL (cm ²) | A_{RPA} (cm ²) | Amax (cm ²) | A adopt (cm ²) |
|------------|----------------------------|-------------------------------------|--------------------------|------------------------------|-------------------------|----------------------------|
| RDC+9étage | 11.72 | 1.35 | 1.485 | 6.75 | 11.72 | 6T16=12.06cm ² |

VI.3.3.3.État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1) :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$1) \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{F_e} \Rightarrow = \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifié .}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{470} = 0.0957 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifié .}$$

$$3) \frac{h}{L} = \frac{45}{470} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.0957 > 0.085 \Rightarrow \text{Condition vérifié .}$$

Les conditions précédentes sont vérifiées.

V.3.3.3.4. Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)

$$V_{u\max} = 121.51 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{121.51 \times 10^3}{300 \times 410} = 0.987 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration peu préjudiciable}).$$

$$\tau_u = 0.987 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié .}$$

V.3.3.3.5. Influence De L'effort Tranchant Au Voisinage Des Appuis : BAEL 91 (art A.5.1,313)

$$V_u = 121.51 \text{ KN} \qquad \alpha = 0.9 \times d = 0.9 \times 41 = 36.9$$

$$V_u \leq 0.267 \times \alpha \times b \times f_{c28}$$

$$V_u = 121510 \leq 0.267 \times 36.9 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 862076 \text{ N} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

V.3.3.3.6. Influence De L'effort Tranchant Sur Les Armatures

Longitudinales :

Au droit d'un appui ou existe un moment M (moment de continuité), la section A des armatures inférieures doit être elle que l'on ait :

$$A \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$V_u = 121.51 \text{ KN} \quad M_u = -147870 \text{ KN}$$

$$AS = 7,1 \text{ cm}^2 > 1.15/40000 \times (121510 - (147870 / 0.9 \times 0.41)) = 1.51 \text{ cm}^2 \text{ .(condition vérifier)}$$

V.3.3.3.6 Les Armatures transversales :

•Le diamètre : BAEL91 (art A.7.2,2)

$$\phi_t \leq \min (h / 35, \phi_L, b / 10)$$

$$\phi_t \leq \min (450 / 35, 16, 300 / 10) = 12.85\text{mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_t = 8$ mm de nuance FeE235

•Espaceement :

- D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 36.9\text{cm}$$

- D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi_L \text{ min} ; 30 \text{ cm}) = 11.25 \text{ cm dans la Zone nodale.}$$

$$S_t' \leq h / 2 = 22.5 \text{ cm dans la Zone courante.}$$

Avec : $L' = 2h = 90$ cm (longueur de la zone nodale).

V.3.3.3.7. La section de ferrailage transversal:

➤D'après BAEL 91(art A.5.1, 22):

$$s_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4 b_0}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 s_t b_0}{f_e} = \frac{0.4 \times 22.5 \times 30}{400} = \quad A_t = 0,675 \text{ cm}^2$$

➤D'après RP A 99 :

$$A_t \geq 0,003.S .b \Rightarrow A_t \geq 0,003 \times 22.5 \times 30 = 2.025 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \max(A_t^{BAEL}, A_t^{RPA}) = A_t^{RPA}$$

Soit : $A_t = 5\phi_8 = 2.51 \text{ cm}^2$.

V.3.3.4. Les poutres secondaires (30*35) :

Pour les poutres secondaires le même principe adopté précédemment pour les étapes de calcul de ferrailage.

V.3.3.4.1. Calcul des armatures :

| Combinaisons | 1.35G+1.5Q (KN) | G+Q (KN) | | G+Q+E (KN) |
|--------------|-----------------|----------|--------------|--------------|
| Valeurs | Entravée | Entravée | En appuis(-) | En appuis(-) |
| | 19.33 | 13.93 | 34.32 | 49.51 |

Tablrau. VI.5. tableau résumé les résultats des moments pour chaque combinaison

V.3.3.4.2. Étapes de calcul des armatures longitudinales :

| | h (cm) | b (cm) | c (cm) | d (cm) | σ_b Durable | σ_s Durable | σ_b Accidental | σ_s Accidentelle |
|----------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------------------|-----------------------|--------------------------|----------------------------|
| poutres principales | 35 | 30 | 3 | 31 | 14.2 | 348 | 18.5 | 400 |

•EUL :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_b} \quad , \mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 ; \quad \beta = (1 - 0.4 \alpha) , \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) .$$

$$A = \frac{M_{max}}{\beta d \sigma_s}$$

•ELS :

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est

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

• **Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (Art7.5.2.1) :**

$$A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 5.25 \text{ cm}^2$$

• **Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :**

4 % en zone courante .

6 % en zone de recouvrement .

• **Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (ArtB.6.4) :**

$$A_{min} = 0.1\% (b \times h) = 1.05 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{BAEL} \geq 0.23 \times 30 \times 31 \times \frac{2.1}{400} = 1.123 \text{ cm}^2$$

V.3.3.4.2. Calcul des armatures :

❖ **Combinaisons: 1.35G+1.5Q**

En travée

• **E.U.L :**

$$A_1 = \frac{M_{max}}{\beta d \sigma_s}$$

| Niveau | Mu (N.m) | μ | μl | α | β | Atravé (cm ²) |
|------------|----------|--------|---------|----------|---------|---------------------------|
| RDC+9étage | 19330 | 0.0472 | 0.392 | 0.0605 | 0.9758 | 1.833 |

• **E.U.S :**

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

| Niveau | α | Mu (N.m) | Mser (N.m) | γ | $\bar{\alpha}$ | Condition |
|------------|----------|----------|------------|----------|----------------|-----------|
| RDC+9étage | 0.0605 | 19330 | 13930 | 1.39 | 0.445 | CV |

- Tableau récapitulatif :

| Niveau | Atravée (cm ²) | A_{min}^{BAEL} (cm ²) | ABAEL (cm ²) | A_{RPA} (cm ²) | Amax (cm ²) | A adopt (cm ²) |
|------------|----------------------------|-------------------------------------|--------------------------|------------------------------|-------------------------|--|
| RDC+9étage | 1.833 | 1.05 | 1.123 | 5.25 | 5.25 | 5HA12=5.65cm ² 6T12=6,79 |

- ❖ La combinaison : G+Q+Ex :

Sur Appuis :

Le moment est négatif alors en vérifie la nappe supérieure

Nappe supérieure :

| Niveau | Mu (N.m) | μ | μl | α | β | Atravé (cm ²) |
|------------|----------|-------|---------|----------|---------|---------------------------|
| RDC+9étage | 49510 | 0.120 | 0.392 | 0.1602 | 0.9359 | 4.90 |

- E.U.S : $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$; avec $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

| Niveau | α | Mu (N.m) | Mser (N.m) | γ | $\bar{\alpha}$ | Condition |
|------------|----------|----------|------------|----------|----------------|-----------|
| RDC+9étage | 0.1602 | 49510 | 13930 | 3.83 | 1.67 | CV |

- Tableau récapitulatif :

| Niveau | Atravée (cm ²) | A_{min}^{BAEL} (cm ²) | ABAEL (cm ²) | A_{RPA} (cm ²) | Amax (cm ²) | A adopt (cm ²) |
|------------|----------------------------|-------------------------------------|--------------------------|------------------------------|-------------------------|----------------------------|
| RDC+9étage | 4.90 | 1.05 | 1.123 | 5.25 | 5.25 | 6T12 =6,79cm ² |

VI.3.3.4.3. État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$1) \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{F_e} \Rightarrow \frac{6.79}{30 \times 31} = 0.00749 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{440} = 0.0795 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les conditions précédentes sont vérifiées.

V.3.3.4.4. Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)

$$V_{u\max} = 121.51 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{121.51 \times 10^3}{300 \times 320} = 1.27 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration peu préjudiciable}).$$

$$\tau_u = 1.27 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.3.3.4.5. Influence De L'effort Tranchant Au Voisinage Des Appuis : BAEL 91 (art A.5.1, 313)

$$V_u = \text{KN} \quad \alpha = 0.9 \times d = 0.9 \times 31 = 27.9 \text{ cm}$$

$$V_u = 109.85 \leq 0.267 \times \alpha \times b \times f_{c28}$$

$$V_u = 109850 \leq 0.267 \times 27.9 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 558697.5 \text{ N} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

V.3.3.4.6. Influence De L'effort Tranchant Sur Les Armatures**Longitudinales :**

Au droit d'un appui ou existe un moment M (moment de continuité), la section A des armatures inférieures doit être elle que l'on ait :

$$A \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$V_u = 99.11 \text{ KN} \quad M_u = -173.3 \text{ KN}$$

$$A_s = 7.1 \text{ cm}^2 > 1.15/40000 \times (99110 + (\dots \dots \dots / 0.9 \times 0.31)) = 1.49 \text{ cm}^2 \text{ (condition vérifiée)}$$

V.3.3.4.7. Les Armatures transversales :

• **Le diamètre : BAEL91 (art A.7.2,2)**

$$\phi_t \leq \min (h / 35, \phi_L, b / 10)$$

$$\phi_t \leq \min (350 / 35, 14, 300 / 10) = 10 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance FeE235

• **Espacement :**

- D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 27.9 \text{ cm}$$

- D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi_L \text{ min} ; 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm dans la Zone nodale.}$$

$$S_t \leq h / 2 = 17.5 \text{ cm dans la Zone courante.}$$

Avec : $L' = 2h = 70 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

V.3.3.4.8. La section de ferrailage transversal:

➤ **D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):**

$$s_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4 b_0}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 s_t b_0}{f_e} = \frac{0.4 \times 17.5 \times 30}{400} = \quad A_t = 0,525 \text{ cm}^2$$

➤ **D'après RP A 99 :**

$$A_t \geq 0,003.S .b \geq 0,003 \times 17.5 \times 30 = 1.575 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \max(A_t^{BAEL}, A_t^{RPA}) = A_t^{RPA}$$

Soit : **$A_t = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2$.**

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

| Poutre | Position | Nmbr des barres | Aadopt (cm ²) |
|--------------------|---------------|-----------------|----------------------------|
| P.P (30×45) | Travée | 5T14 | 7,70cm |
| | Appui | 6T16 | 12.06cm² |
| P.S (30×35) | Travée | 6T12 | 6,79cm² |
| | Appui | 6T12 | 6,79cm² |

V.3.3.5. Vérification a l'état limite de service :

En considère que la fissuration est peu préjudiciab0le la vérification se fait comme suite :

Calcule de (y_1) par résolution d'équation suivant :

La résolution de cette équation est résumée comme suit : $\frac{by_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$.

a) Pour Les poutre principales ;

- ✓ **En travée** : $M_t(\text{ ser}) = 3.855 \text{ T.m}$
- ✓ **En appuis** : $M_a(\text{ ser}) = 9.162 \text{ T.m}$

1. En travée :

$$D = 15 \frac{A}{b}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A\beta_1 d}$$

Après les calculs en trouve :

$$D = 15 \frac{7.7}{0.30 \times 100} = 3.85$$

$$y_1 = -3.85 + \sqrt{(3.85)^2 + 315.7} = 14.33$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{0.35}{3} = 0.883$$

$$E = 2Dd$$

$$\alpha_1 = \frac{y_1}{d}$$

$$K_1 = 15 \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1}$$

$$\sigma_b = \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 d^2 b}$$

$$E = 2 \times 3.85 \times 41 = 315.7 \text{ cm}$$

$$\alpha_1 = \frac{14.33}{41} = 0.35$$

$$K_1 = 15 \frac{(1 - 0.35)}{0.35} = 27.85$$

$$\sigma_s = \frac{38550}{7.7 \times 0.883 \times 41} = 138.30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 38550}{0.35 \times 0.883 \times 41^2 \times 30} = 4.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 138.30 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots (cv).$$

$$\sigma_b = 4.95 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots (cv).$$

2. En appuis:

Après les calculs en trouve :

$$D = 7.236 \text{ cm}$$

$$E = 593.352 \text{ cm}$$

$$y_1 = 18.175$$

$$\alpha_1 = 0.443$$

$$\beta_1 = 0.852$$

$$K_1 = 18.860$$

$$\sigma_s = 217.480 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 9.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 217.480 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots (cv).$$

$$\sigma_b = 9.62 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots (cv).$$

b) Pour Les pouters secondaires ;

✓ **En travée :** $M_t(\text{ ser}) = 1.393 \text{ T.m}$

✓ **En appuis :** $M_a(\text{ ser}) = 3.432 \text{ T.m}$

1. En travée:

$$D = 3.395$$

$$E = 210.49$$

$$y_1 = 12.48$$

$$\alpha_1 = 0.403$$

$$\beta_1 = 0.8656$$

$$K_1 = 22.220$$

$$\sigma_s = 74.479 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.770$$

$$\sigma_s = 74.479 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots (cv).$$

$$\sigma_b = 2.770 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots (cv).$$

2. En appuis:

$$D = 3.395 \text{ cm}$$

$$E = 210.49 \text{ cm}$$

$$y_1 = 12.48$$

$$\alpha_1 = 0.403$$

$$\beta_1 = 12.48$$

$$K_1 = 22.220$$

$$\sigma_s = 183.499 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 6.825 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 183.499 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots (cv).$$

$$\sigma_b = 6.825 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots (cv).$$

V.3.3.6. Présentation du ferrailage :

En appuis

en travée

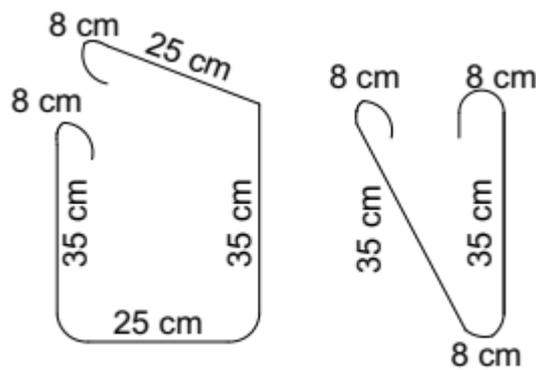
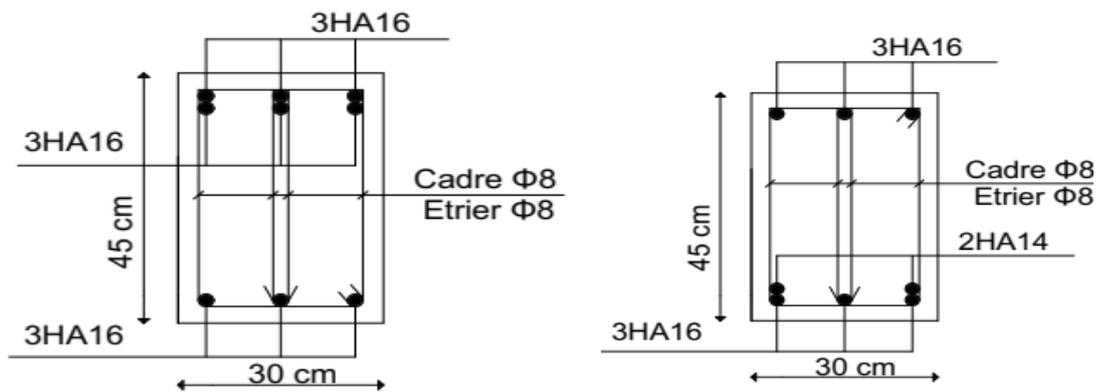


Figure V.3. : Ferrailage des poutres principales.

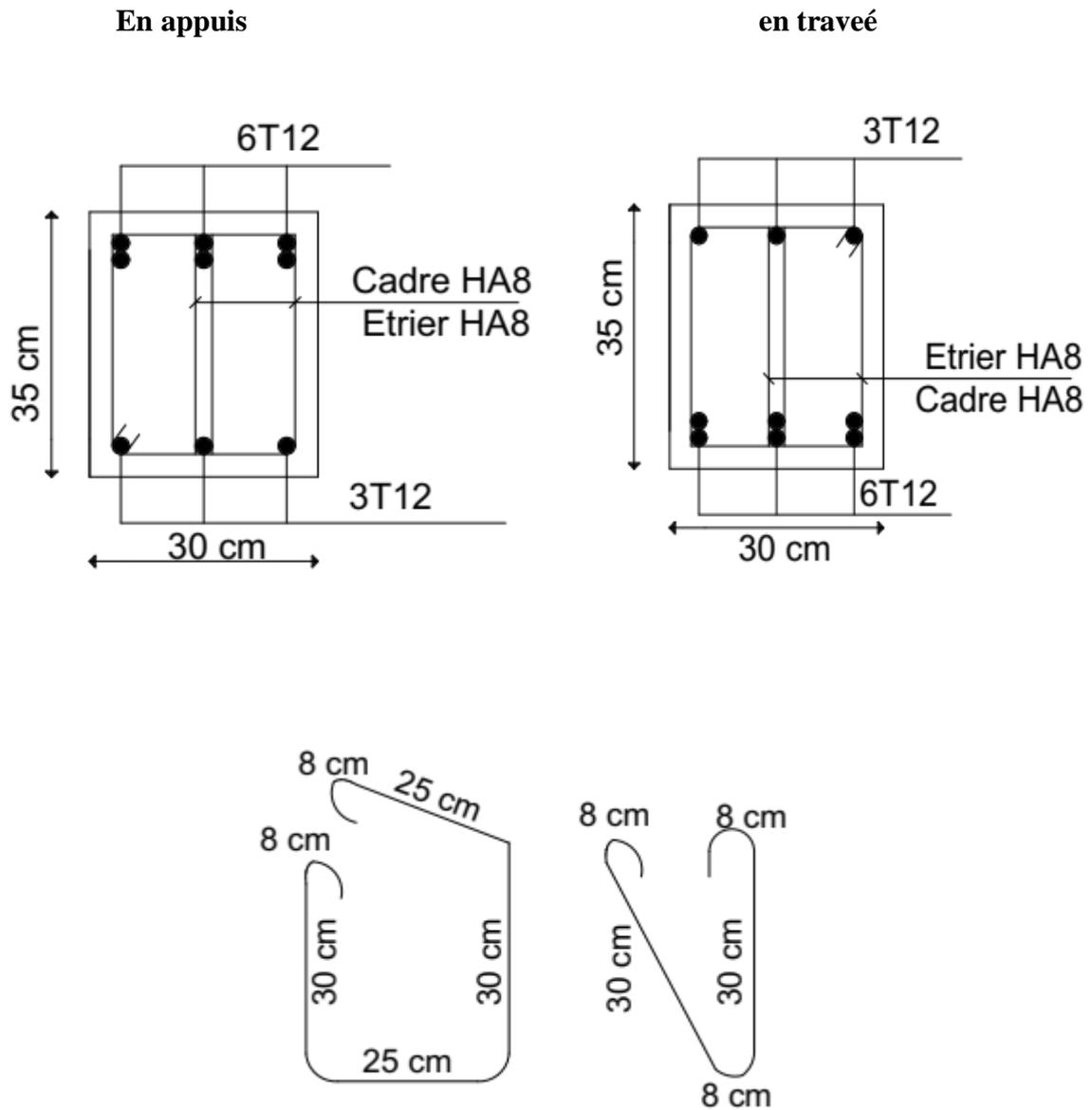


Figure V.4. : Ferrailage des poutres secondaire.

V.3.3. Ferrailage des voiles :

V.3.3.1.Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges Verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la Charge sismique.

V.3.3.2.Voiles pleins :

V.3.3.2.1.Ferrailage vertical :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée, en tenant compte des prescriptions du RPA 99/version 2003, citées ci-dessous:

1. L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les Armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontal du béton tendu.
2. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être accrochées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile .
3. Les barres verticales de ces derniers doivent être munies de crochets (jonction de recouvrement).
4. A chaque extrémité du voile (trumeau), l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement est au plus égal à 15cm (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison du changement du signe du moment).
5. Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile égale à 0.15%.
 - En zone courante égale à 0.10%.
6. Si il Ya des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.

VII.3.3.2.2.Ferrailage horizontal :

Les armatures transversales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendrées par l'effort tranchant. Ces barres doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

ϕ : Diamètre des barres horizontales.

- Règles communes :

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le RPA 99/version 2003 préconise les recommandations suivantes :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - $S \leq 1.5a$ (a : Epaisseur du voile).
 - $S \leq 30\text{cm}$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être de 40ϕ pour les barres situées dans la zone où le renversement du signe des efforts est possible.
- Les longueurs de recouvrement doivent être de 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

V.3.3.2.3. Armatures transversales :

Elles sont perpendiculaires aux faces du voile et servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel.

Ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carré

V.3.3.3. Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical)

V.3.3.3.1. Les combinaisons d'action (RPA 99) :

- ✓ $G + Q + E$
- ✓ $0.8G \pm E$

V.3.3.3.2. Type de section qu'on peut avoir :

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- ❖ Entièrement tendu (S. E. T).
- ❖ Entièrement comprimée (S. E. C).
- ❖ partiellement comprimée (S. P. C).

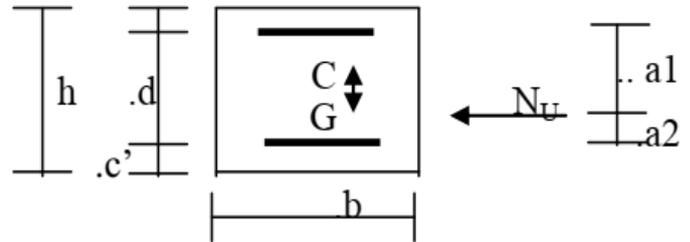
V.3.3.3.3.Etapes de calcul :

- **Calcul des sections suivant leurs natures :**
- **Section entièrement tendue :** on

peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.

- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :



$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$

$$a_2 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' - e$$

Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_u = A' \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A' \sigma_s (d - c)$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A = \frac{N_u a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \quad A' = \frac{N_u a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \quad \text{Avec: } \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\text{‰}$$

-Remarque : Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

- **Section entièrement comprimée :** La section est entièrement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de compression.

- C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N.(d - c') - M_A > (0.33h - 0.81d) b . h^2 . \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$\text{Si: } N.(d - c') - M_A > (0.33h - 0.81c') . b . h^2 . \sigma_{bc}$$

Les sections d'armatures sont données par :

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0.5h) . b . h . \sigma_{bc}]}{(d + c') . \sigma_2} \quad A = \frac{N_u . b . h . \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

➤ **Section partiellement comprimée :**

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

- N : L'effort normal est un

/effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à

L'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N.(d - c') - M_A \leq (0.33h - 0.81c').b.h^2.\sigma_{bc}$$

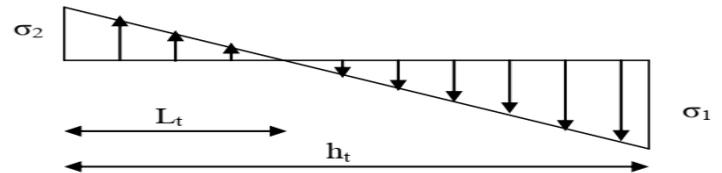
Ou : MA : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_A = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \quad A = A'_f - \frac{N}{\bar{\sigma}_s}$$

Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{a.h} + \frac{6.M}{a.h^2} \\ \sigma_2 = \frac{N}{a.h} - \frac{6.M}{a.h^2} \end{array} \right\} \text{pour les voile pleins}$$



$$1^{ere} \text{ cas (s.p.c)} : \sigma_1 \geq 0 ; \sigma_2 \leq 0 ; l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$2^{eme} \text{ cas (S.E.T)} : \sigma_1 \leq 0 ; \sigma_2 \leq 0 ; l_t = h$$

$$3^{eme} \text{ cas (S.E.C)} : \sigma_1 \geq 0 ; \sigma_2 \geq 0 ; l_t = 0$$

$$A_{\min 1}^{RPA} = 0,002.a.l_t$$

$$A_{\min 2}^{RPA} = 0,0015.a.h$$

$$A_{\min 3}^{RPA} = 0,001.a.h \text{ (en zone courante)}$$

2) Aciers horizontaux :

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.

- Elles doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10∅.

- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c) Règles communes :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S \leq 1.5e$ e : Epaisseur du voile.
- $S \leq 30 \text{ cm}$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- $20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min(h_e / 2; 2l' / 3)$$

Où L' : la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

Pour le ferrailage on a partagé l'ouvrage en deux zones.

V.3.3.4. Armatures verticales :**Exemple de Calcul:**

Calcul de la section d'armature: selon les règles BAEL 91

Soit le voile 'VL ($L=4.15\text{m}$)

G+Q+ E

| NIVEAU | M(KN.m) | N(KN) | T(KN) | e=M/N (m) |
|--------|---------|---------|--------|-----------|
| RDC | 2699,65 | 1402,91 | 868,63 | 1.92 |

$$\rightarrow M_{max} = 2699,65 \text{ KN.m} \rightarrow N_{corr} = 1402,91 \text{ KN}$$

$$L = 4.15 \text{ m} ; c = 3 \text{ cm}$$

$$d = L - c = 4.12 \text{ m} ; a = 0.20 \text{ m}$$

V.3.3.4.1. Determination de l'excentricité e :

$$A = (0.337 L - 0.81 c') \times b \times h \times \sigma_b$$

$$= (0.337 \times 4.15 - 0.81 \times 3) \times 4.15 \times 0.2 \times 18.5 \times 10^3 = 21101.60 \text{ N.m}$$

$$M_{ua} = M_{corr} + N \times (d - L/2) = 2699.65 + (1402.91) \left(4.12 - \frac{4.15}{2} \right) = 5568.60 \text{ KN.m.}$$

$$B = N (d - c') - M_{ua}$$

$$= (1402.91 (4.12 - 3) - (5568.60)) \times 10^3 = -3997341.75 \text{ (N.m)}$$

$B < A \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

V.3.3.4.2. Vérification de flambement

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e}{h}\right) \bullet \text{lf : la longueur de flambement du poteau.}$$

$$l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m.}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{2.142}{4.15} = 0.52 \text{ m} < 15$$

$$\frac{20e_1}{h} = \frac{20 \times 0.2}{3.06} = 1.30 \text{ m.}$$

V.3.3.4.3. Calcul de ferrailage :

Calcul des armatures à la flexion simple :

$$M_{ua} = N \left(e + d - \frac{h}{2} \right) = 1402.91 \left(1.92 + 4.12 - \frac{4.15}{2} \right) = 11384.61 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_b = 18.5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_b} = \frac{11384.61}{20 \times 412^2 \times 18.5} = 0.181$$

$$\bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ Mpa}, \quad \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow \left(\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.252 ; \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.899 \right)$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_s \beta d} = \frac{11384.61 \times 10^{-3}}{400 \times 0.9276 \times 4.12} = 7.68 \times 10^{-4} \text{mm}^2 = 7.68 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures à la flexion composée :

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100 \bar{\sigma}_s} = 55.19 - \frac{1402.91}{100 \times 400} = 7.645 \text{ cm}^2.$$

L'armature verticale minimale:

-d'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli

$$\sigma_1 = \frac{N}{ah} + \frac{6M}{ah^2} = \frac{1402,9 \times 10^3}{200 \times 415} + \frac{6 \times 2699,65 \times 10^6}{200 \times 415^2} = 6.40 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{ah} - \frac{6M}{ah^2} = \frac{1402,9 \times 10^3}{200 \times 415} - \frac{6 \times 2699,65 \times 10^6}{200 \times 415^2} = -3.01 \text{MPa}$$

$$\sigma_1 > 0; \sigma_2 > 0 : l_t = h \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 4.15 \times \frac{3.01}{6.40 + 3.01} = 1.33 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } A_{min}^{RPA} = 0.002 a l_t = 0.002 \times 20 \times 1.33 = 5.32 \text{ cm}^2.$$

Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{min}^g = 0.0015 a l_t = 0.0015 \times 20 \times 1.33 = 3.99 \text{ cm}^2.$$

➤ **Résultats final :**

Dans la zone tendue :

$$A = \max (; A_{cal}; A_{min}^{RPA}) = 7.645 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$h' = h - 2l_t > 0 \Rightarrow 4.15 - (2 \times 1.33) = 1.49 \text{ m.}$$

$$A_{min2} = A_c = 0.001 b h' = 0.001 \times 20 \times 1.49 = 2.99 \text{ cm}^2$$

$$A_{tot} = 2 A_{tendu} + A_c > A_{min}^g$$

$$A_{tot} = (2 \times 7.645) + 2.98 = 18.27 \text{ cm}^2 > A_{min}^g = 3.99 \text{ cm}^2$$

V.3.3.4.4.L'espacement : d'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min (1.5a ; 30 \text{ cm}) = \min (1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm})$$

On prendre : S = 30 cm

Dans la zone h/10 :

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{30}{2} = \min \left\{ \frac{1.5a}{2}, \frac{30}{2} \text{ cm} \right\} = 15 \text{ cm}$$

On prendre : $D=15$ cm

$$A_{nap1} = A_{nap2} = \frac{A_{adop}}{2} = \frac{18.27}{2} = 9.135 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_{nap1} = 6\text{HA}10+6\text{HA}12= 11.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{nap2} = 6\text{HA}10+6\text{HA}12= 11.5 \text{ cm}^2$$

V.3.3.4.5. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{calcul}}{ad}$$

Avec :

T : Effort tranchant à la base du voile .

b_0 : Epaisseur du voile .

d : Hauteur utile = 0.9 h.

h : Hauteur totale de la section brute .

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{calcul}}{ad} = \frac{1.4 \times 868.63 \times 10^3}{200 \times 3.12} = 1.48 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

La contrainte limite est : $\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$ (l'article 7.7.2 RPA 99/version 2003).

il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_b$ il n'y a pas de risque de cisaillement

V.3.3.5. Armatures horizontales

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

Globalement dans la section du voile :(RPA99 version 2003) 7.7.4.3

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

➤ En zone courante

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{hor} = 6\emptyset 8 = 3,02 \text{ cm}^2$

V.3.4.3.3. Les Armatures Transversal :

-D'après les **RPA99**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.

-Vérification de contrainte de compression :« à la base du refend» :

-Il faut que $\sigma_{bc} \leq 18,5MPa$

- La vérifications se fait pour la combinaison suivant : G+Q+E

$$\sigma_{bc} = \sigma_1 = \frac{N}{ah} + \frac{6M}{ah^2} = \frac{1402,9 \times 10^3}{200 \times 415} + \frac{6 \times 2699,65 \times 10^6}{200 \times 415^2} = 6,40MPa \leq 18,5MPa.$$

V.3.4.4. Présentation de ferrailage:

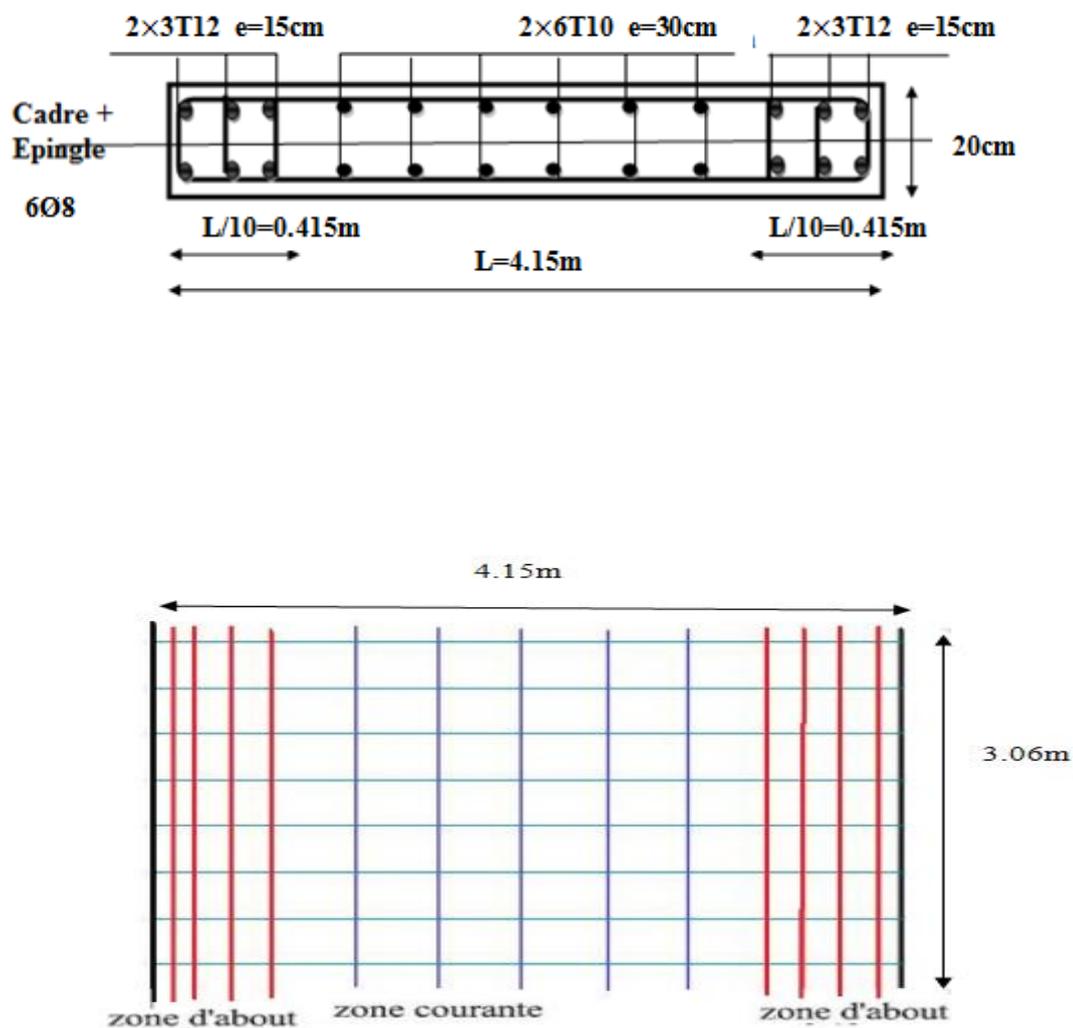
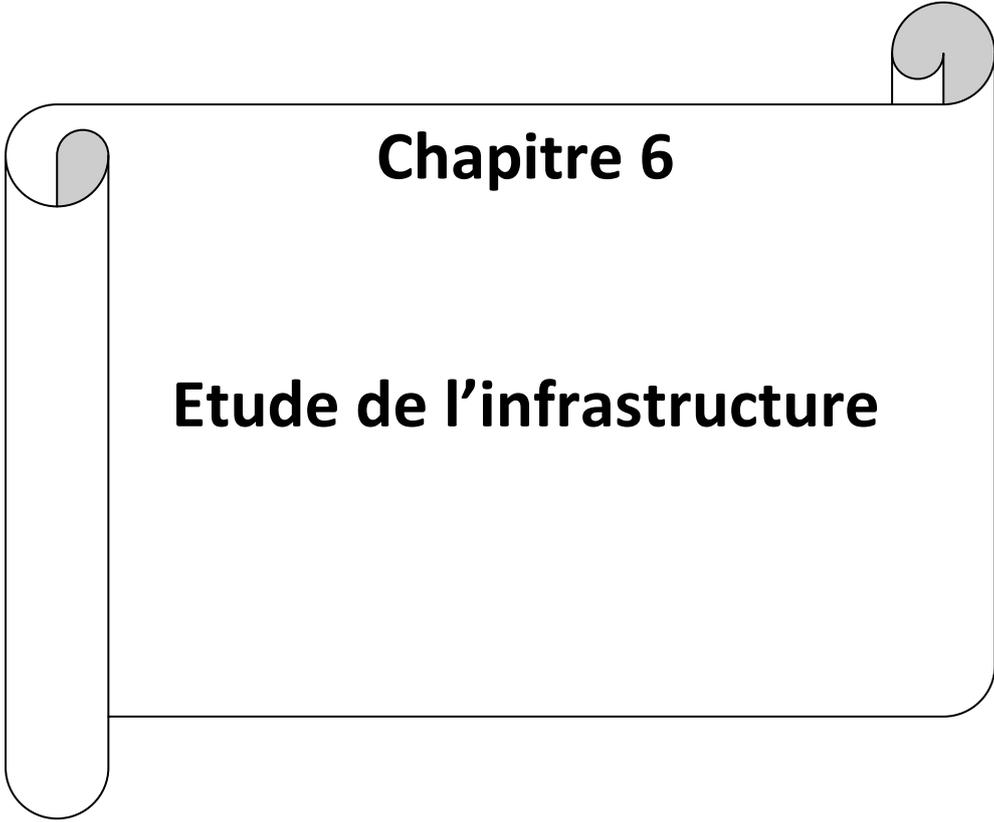


Figure.V.5.Schéma de ferrailage des voiles.



Chapitre 6

Etude de l'infrastructure

VI. ETUDE DE FONDATION

VI.1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dont leurs bonnes conceptions et réalisations découlent la bonne tenue de l'ensemble.

L'ingénieur doit se baser sur trois préoccupations essentielles pour l'étude des fondations :

- La forme et l'emplacement de la fondation.
- La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.
- Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble

VI.1.1. Différents types de fondations :

1. Fondations superficielles :

Elles sont utilisables pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, Semelles Filantes, Radiers.

2. Fondations profondes :

Elles sont utilisées pour les mauvais sols de faible capacité portante la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : cas des semelles sur pieux ou puits.

VI.1.2. Étude de sol :

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage effectués au laboratoire de mécanique des sols.

Une étude préalable du sol à donner la valeur **2 bars** pour la contrainte admissible du sol (σ_{sol}).

- L'infrastructure doit constituer en ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :
 - Réaliser l'encastrement de la structure dans le Terrain.
 - Jouer le rôle d'Appuis.
 - Assurer la liaison.
 - Limiter les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable

VI.2. Etude des fondations :

VI.2.1. Charge admissible au sol : (σ_{sol})

C'est une quantité déterminée par un bureau d'étude technique spécialisé, donc cette charge est une donnée du problème au moment de la conception des semelles en béton armé.

$\sigma_{sol} = 1.7$ bars.

VI.2.2. Choix du type de fondation :

❖ **Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :**

- Le poids de la structure.
- La capacité portante du sol.
- L'économie dans la réalisation.
- La rapidité et la facilité d'exécution.
- Stabilité totale de L'ouvrage.

❖ **Choix de type de fondation**

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 1.7 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Semelle isolé.
- Radier général.

Pour le cas de la structure étudiée, l'ouvrage a un poids élevé est un grand important on adopter un mode de fondation dont la modalité d'exécution du (coffrage et ferrailage) et facile de réaliser : (Le radier général)

VI.2.3. Radiers :

VI.2.3.1. Généralités :

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Elle comporte parfois des débords (consoles extérieures).

Comme toute fondation, elle transmet les charges du bâtiment, sur l'ensemble de sa surface, au sol.

Avantages de la semelle unique :

- diminution des risques de tassement

- très bonne liaison donc rigidité de la base du bâtiment.

VI.2.3.2. Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

-Lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle Répartisse de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement Général de la construction ;

-Lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche

Pouvant résister aux sous-pressions.

Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements Différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

VI.2.3.3.Criteres de choix :

Le radier est justifié si la surface des semelles isolées ou continues est très importante (**supérieure ou égale à 50 % de l'emprise du bâtiment**) Ce qui est le cas lorsque :

- le sol a une faible capacité portante mais il est relativement homogène.
- les charges du bâtiment sont élevées (immeuble de grande hauteur).
- l'ossature a une trame serrée (poteaux rapprochés).
- la profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est importante.
- Il est difficile de réaliser des pieux (coût - vibrations nuisibles).
- Il existe des charges excentrées en rive de bâtiment.

VI.2.3.4. Justification :

$$\text{Si } \frac{S_{\text{semelle}}^{\text{total}}}{S^{\text{total}}} \geq 50\% \text{ (Radier général)}$$

$$N_{\text{ser}} = N_G + N_Q = 37000 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 1.7 \text{ bars}$$

N=Nombre de poteaux au niveau d'étage = 21.

Surface de semelle (S semelle) :

$$S \geq \frac{N_{\text{sr}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{37000 \times 10^{-3}}{0.17} = 21.764 \text{ m}^2$$

$$S = A \times B \text{ (semelle carrée } A=B)$$

$$A^2 = 21.764 \Rightarrow A = 14.75m$$

$$S_{semelle}^{total} = N \times S = 21 \times 21.764 = 457.044m^2$$

Surface du bâtiment total :

$$S^{total} = (L_X \times L_Y) - (l_x \times l_y) = 220.293m^2$$

$$\frac{S_{semelle}^{total}}{S^{total}} = \frac{457.044}{220.293} = 207.470 > 50\%(\text{radier général})$$

VI.2.4. : Calcul le Radier :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre de radier.

-Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution
- Convenir mieux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels

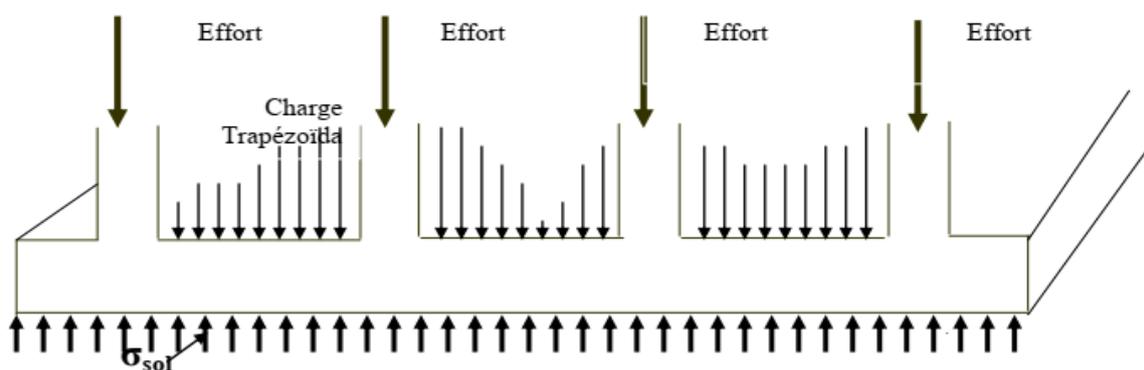


Figure.VI.1.Radier

VI.2.4.1. Combinaison Daction :

- Pour le dimensionnement : ELS (G+Q).
- Pour le Ferrailage : ELU (1.35G + 1.5Q).
- pour la vérification : Accidentelle (0.8G ± E)

VI.2.4.2 .Pré-dimensionnement :**a) Epaisseur du radier :**

L'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes

b) Condition forfaitaire :

- **Sous voiles :** $\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$

h_r : Épaisseur du radier.

L_{\max} : le plus grand travail.

$$L_{\max} = 470\text{cm} \Rightarrow 58.75\text{cm} \leq h_r \leq 94\text{cm}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 70\text{ cm}$

• **Sous poteaux :****-La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{470}{20} = 23.5\text{cm}$$

Avec : L_{\max} : la plus grande distance entre deux poteaux.

Une hauteur minimale de 25 cm

La valeur de l'épaisseur de dalle est : $h_r = 50\text{ cm}$

-la nervure :

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{470}{10} = 47\text{cm}$$

L_{\max} : distance maximal Entre deux files successives.

c)condition de rigidité : (Longueur élastique).

$$L_e = \sqrt{\frac{4EI}{KB}} \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

- L_{\max} : la plus grande distance entre deux poteaux. $L_{\max} = 4.70\text{ m}$
- L_e : Longueur élastique.

- **E** : Pour un chargement de long durée ; $E = 3216420 \text{ t/m}^2$
- **I** : Inertie de la section de radier. ($b=1\text{ml}$)
- **K** : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40\text{MN/m}^3$
- **b** : Largeur du radier (bande de 1 mètre).

$$L_e = \sqrt{\frac{4EI}{KB}} \quad ; \quad I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} \quad ; \quad K=4000\text{t/m}^3$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 4.7^2}{3216420 \times 3.14^4}} = 0.669\text{m}$$

Conclusion:

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$h_t = 70 \text{ cm}$ pour les nervure.

$h = 50\text{cm}$ pour le radier.

$b = 55 \text{ cm}$

Vérification :

$$L_e = \sqrt{\frac{4EI}{KB}} \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times}{4000 \times 1}} \geq \frac{2 \times 4.7}{3.14} = 2.99\text{m} \dots \dots \dots \text{cv}$$

VI.2.4.3. Calcul de la surface minimale du radier

➤ Détermination des efforts

ELU: $N_u = 50587.11\text{KN}$

ELS: $N_s = 37000 \text{ KN}$

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{50587.11}{1.33 \times 170} = 223.74\text{m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1.33\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{37000}{1.33 \times 170} = 163.64 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 220.293\text{m}^2 > S_{\text{radier}} = 163.64\text{m}^2$$

Alors : La surface de bâtiment > a la surface de Radier

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2(L_x + L_y)$$

L_x : longueur en plan (21.30 m).

L_y : largeur en plan (13.57m).

➤ **Calcul de débordement D :**

$$D \geq \text{Max}(h_r / 2; 30\text{cm}) \Rightarrow D \geq \text{Max}(25\text{cm}; 30\text{cm})$$

On prend $D = 0.4$ m alors l'emprise totale avec D est:

$$s' = s + D \times 2(L_x + L_y) = 220.293 + 0.4 \times 2(21.30 + 13.57) = 248.189\text{m}^2$$

➤ **Poids du radier :**

$$G = 248.189 \times 0.7 \times 25 = 4343.31\text{kn}$$

➤ **Combinaison d'action :**

$$N_u = 50587.11 + 1.35 \times 4343.31 = 56450.58\text{kn}$$

$$N_s = 37000 + 4343.31 = 41343.31\text{kn}$$

VI.2.5. Vérifications de radier

VI.2.5.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right\} : \dots\dots\dots \text{BAEL 91 (Art : 5.1)} :$$

Avec : $b = 100$ cm ; $d = 0,9 h = 45$ cm

$$T_U^{\text{max}} = q_u \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u b L_{\text{max}}}{2 S_{\text{rad}}} = \frac{50587011 \times 1 \times 4.7}{248.189 \times 2} = 478.99\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{4478.99 \times 10^3}{1000 \times 450} = 1.06 \text{MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{cv.}$$

VI.2.5.2. Vérification au poinçonnement: BAEL91 (Art : A.5.2.42)

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°

La Vérification se fait pour le voile ou de Poteau la plus sollicité a L'ELU).

Nous devons vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{28} / \gamma_b$$

Avec :

N_u : Charge revenant plus chargé.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen. $\mu_c = 2(a + b + 2h_r)$

➤ **Vérification pour les Voiles :** Le voile et le plus sollicitée et avec $e=20\text{cm}$.

$$\mu_c = 2 \times (0.20 + 3.06 + (2 \times 0.70)) = 9.32 \text{ m}$$

$$N_u = 1402,91 \text{ KN} \leq 0.45 \times \mu_c \times h \times f_{28} / \gamma_b = \frac{0.04 \times 0.7 \times 9.32 \times 25000}{1.5} = 48930 \text{ kn} \Rightarrow \text{cv}$$

➤ **Vérification pour les Poteau :** Le Poteau et le plus sollicitée :

$$\mu_c = 2 \times (0.65 + 0.65 + (2 \times 0.70)) = 5.4 \text{ m}$$

$$N_u = 2660.08 \text{ KN} \leq 0.45 \times \mu_c \times h \times f_{28} / \gamma_b = \frac{0.04 \times 0.7 \times 5.4 \times 25000}{1.5} = 28350 \text{ kn} \Rightarrow \text{cv}$$

Donc : La condition est Vérifier pour la structure il n'ya pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

VI.2.5.3. Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha S_{rad} \gamma_w Z = 2 \times 248.189 \times 10 \times 1.8 = 8934.804 \text{ KN}$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier = $N_G + G_{radier}$

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 2$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure ($h = 1.8 \text{ m}$)

$$G = 37000 + 1.35 \times 4343.31 = 42863.46 \text{ KN} > 8934.804 \text{ KN}$$

⇒ Pas de risque de soulèvement de la structure.

VI.2.5.4 Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G ± E)

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$$

e: l'excentricité de la résultante des charges verticales.

| | Sens(X-X) | Sens (Y-Y) |
|------------------|-----------|------------|
| N (KN) | 48953.81 | 48953.81 |
| M(KN.m) | 5339.88 | 3480.62 |
| e(m) | 0.11 | 0.072 |
| L/4(m) | 5.325 | 3.3925 |
| Condition | Vérifier | Vérifier |

Tableau VI.1 : résultat du M et T.

VI.2.5.5. Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E)

➤ Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

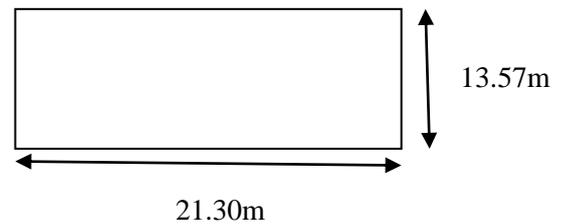
$$I_{X-X} = \frac{b \times h^3}{12} = 4435.45m^4$$

$$I_{Y-Y} = \frac{h \times b^3}{12} = 10927.91 m^4$$

➤ Le centre de gravité :

$$X = \frac{\sum s_i \times x_i}{\sum s_i} = 10.85m$$

$$Y = \frac{\sum s_i \times y_i}{\sum s_i} = 6.985m$$



$$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad ; \quad \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M \times V}{I} \quad ; \quad \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.33\sigma_{adm} = 1.33 \times 170 = 226.1 KN/m.$$

| | I (m ⁴) | N(KN) | M(KN.m) | Srad(m2) | V(m) |
|-----|---------------------|----------|---------|----------|-------|
| X-X | 4435.45 | 48953.81 | 5339.88 | 248.189 | 10.85 |
| Y-Y | 10927.91 | 48953.81 | 3480.62 | 248.189 | 6.985 |

| | σ_1 (KN/m ²) | σ_2 (KN/m ²) | σ_m (KN/m ²) | $\bar{\sigma}_{sol}$ | $\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol}$ |
|-----|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|----------------------|------------------------------------|
| X-X | 210.31 | 184.18 | 203.77 | 226.1 | C.V |
| Y-Y | 199.47 | 195.01 | 198.355 | 226.1 | C.V |

Tableau VI.2 : Vérification au non soulèvement des fondations.

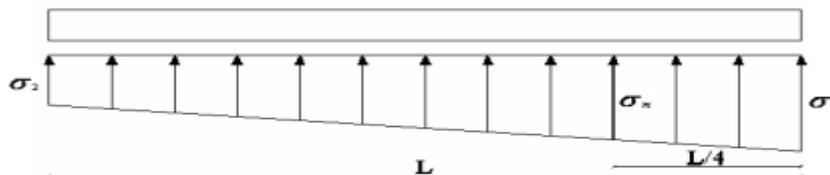


Figure VI.2. Contraintes sous le radier.

VIII.3. Ferrailage du radier

Le radier se calculera comme plancher renverser appuyer sur les voiles et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x , μ_y qui dépend du rapport ($\rho = L_x / L_y$) et du coefficient de POISSON (ν)

VIII.3.1. Méthodes de calcul

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

μ_x ; μ_y : sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et ν (prend 0.2 à 1 'ELS, 0 à 1'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit:

| | Le panneau de rive | Le panneau intermédiaire |
|-----------|--|--|
| En travée | $M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$ | $M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$ |
| Sur appui | $M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$ | $M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$ |

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

➤ Calcul des moments fléchissant :

| ELU | ELS |
|--------------------------------|-----------------------------------|
| $q_u = (1.35G + 1.5Q)/S_{rad}$ | $q_{ser} = (G+Q)/S_{rad}$ |
| $q_u = 50587.11 / 248.189$ | $q_{ser} = 37000 / 248.189$ |
| $q_u = 203.82 \text{ KN/m}^2$ | $q_{ser} = 149.08 \text{ KN/m}^2$ |

VIII.3.2. Ferrailage de la dalle de radier :

✓ Le plus grand panneau est le panneau du $(4.7 \times 4.15) \text{ m}^2$. \Rightarrow Panneau de rive.

❖ L'ELU: $\nu = 0$; $q_u = 203.82 \text{ KN/m}$

$\alpha = 4.15/4.70 = 0.88 > 0.4 \Rightarrow$ Alors le panneau travaille dans les deux sens.

A partir du tableau:

$\mu_x = 0.0478$ $\mu_y = 0.7438$

Donc les moments sont:

$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0478 \times 203.82 \times 4.15^2 = 167.79 \text{ KN.m/ml.}$

$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.7438 \times 167.79 = 124.80 \text{ KN.m/ml.}$

$M_{tx} = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 167.79 = 142.62 \text{ KN.m/ml.}$

$M_{ty} = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 124.80 = 106.08 \text{ KN.m/ml.}$

$$M_{\max} = M_{\text{ay}} = 0.3 \times M_x \Rightarrow 0.3 \times 167.79 = 50.337 \text{ KN.m/ml.}$$

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad ; \quad \alpha = 1.25 \times \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] \quad ; \quad \beta = (1 - 0.4\alpha) \quad ; \quad \mu_l = 0.392$$

$$\sigma_b = 14.2 \text{ MPa} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad \phi \leq \frac{h}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ mm} \quad ; \quad A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$dx = h - c - \frac{\phi_x}{2} = 50 - 5 - \frac{5}{2} = 42.5 \text{ cm}$$

$$dy = dx - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 42.5 - 5 = 37.5 \text{ cm}$$

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

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

$$\text{Sens- X : } A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 42.5 \times \frac{2.1}{400} = 5.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens- Y : } A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 37.5 \times \frac{2.1}{400} = 4.53 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal des armatures ; BAEL91 (art B.6.4) :**

$$A \geq 0.001 \times b \times h = 5 \text{ cm}^2$$

| | SENS X- X | | SENS Y-Y | |
|---|-----------|-----------|-----------|-----------|
| | sur appui | En travée | sur appui | En travée |
| Mu (KN ×m) | 50.33 | 142.62 | 50.33 | 106.08 |
| μ | 0.0196 | 0.0556 | 0.0252 | 0.0531 |
| μ < μ_l | CV | CV | CV | CV |
| A_s' (cm²) | 00 | 00 | 00 | 00 |
| α | 0.0247 | 0.0715 | 0.0319 | 0.0682 |
| B | 0.990 | 0.971 | 0.987 | 0.973 |
| σ_s | 348 | 348 | 348 | 348 |
| As (cm²/ml) | 3.43 | 9.71 | 3.88 | 8.18 |
| As min (cm²/ml) | 5.13 | 5.13 | 4.53 | 4.53 |
| Choix des barres/ml | 5 HA 12 | 5 HA 16 | 5 HA 12 | 5 HA 16 |
| A_{Scorres}(cm²/ml) | 5.65 | 10.05 | 5.65 | 10.05 |
| Espacement (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 |

Tableau VI.3 : résultat des ferrailages de radier a L'ELU.

❖ **ELS** : $v = 0.2$; $q_s = 149.08$ KN/m

$\alpha = 4.15/4.7 = 0.88 > 0.4 \Rightarrow$ Alors le panneau travaille dans les deux sens.

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{BAEL91(Art.4.5.2)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\{(2/3)f_e; 110\sqrt{n \times f_{t28}}\} \quad \text{FeE400} \Rightarrow n = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\{266.67; 201.63\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa.}$$

A partir du tableau:

$$\mu_x = 0,0549$$

$$\mu_y = 0,8218$$

Donc les moments sont :

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 140.96 \text{KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 115.84 \text{.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_{tx} = 119.81 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_{ty} = 98.46 \text{KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \Rightarrow 42.30 \text{KN.m/ml.}$$

➤ **Calcul des armatures :**

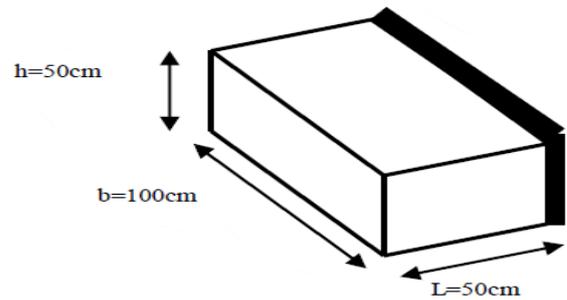
| | SENS X- X | | SENS Y-Y | |
|-------------------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| | sur appui | En travée | sur appui | En travée |
| Mser (KN ×m) | 42.30 | 119.81 | 42.30 | 98.46 |
| μ | 0.0165 | 0.0467 | 0.0212 | 0.0493 |
| $\mu < \mu_l$ | CV | CV | CV | CV |
| As' (cm²) | 00 | 00 | 00 | 00 |
| α | 0.0208 | 0.0598 | 0.0268 | 0.0632 |
| B | 0.9168 | 0.9761 | 0.9893 | 0.9747 |
| σs | 348 | 348 | 348 | 348 |
| As (cm²/ml) | 3.12 | 8.30 | 3.27 | 7.74 |
| As min (cm²/ml) | 5.13 | 5.13 | 4.53 | 4.53 |
| Choix des barres/ml | 5 HA 12 | 5 HA 16 | 5 HA 12 | 5 HA 16 |
| Ascorres (cm²/ml) | 5.65 | 10.05 | 5.65 | 10.05 |
| Espacement (cm) | 20 | 20 | 20 | 20 |

Tableau VI.4 : résultat des ferrillages de radier a L'ELS.

VIII.3.3. Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \dots\dots\dots(\text{Art.5.1.1})$$

$$T_u = \frac{p_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{203.82 \times 4.7 \times 4.15}{2 \times 4.15 + 4.7} = 305.80 \text{KN.}$$



$$\tau_u = \frac{223.677 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.679 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}) = 2.5 \text{MPa}$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

VI.3.4. Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur L=0.50 m. Le calcul du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre liner.

h = 0.50m

b=1 m

d = 0.9 h = 0.45m

L= 50 cm

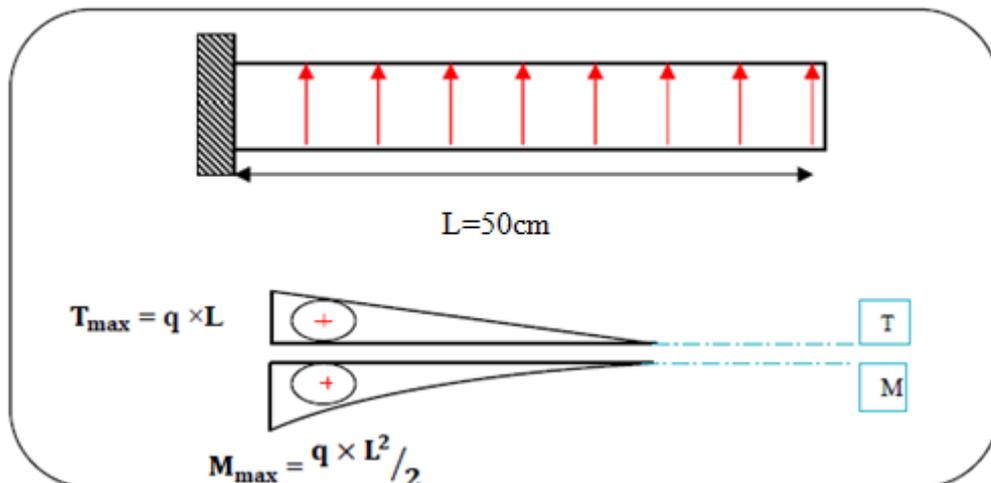


Figure.VI.3. Schéma isostatique et sollicitations de les débords.

■ L'ELU

$$M_{\max} = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{203.82 \times 0.5^2}{2} = 25.47 \text{ KN.m.}$$

■ L'E LS : (fissuration préjudiciable) :

$$M_{\max} = \frac{q_s \times L^2}{2} = \frac{149.08 \times 0.5^2}{2} = 18.64 \text{ KN.m.}$$

| | Mmax | μ | α | β | $A_s (cm^2)$ | $A_{\min} (cm^2)$ | $A_{\text{Adop}} (cm^2)$ | Section adoptée |
|-----|-------|--------|----------|---------|--------------|-------------------|--------------------------|-----------------|
| ELU | 25.47 | 0.0886 | 0.116 | 0.954 | 1.70 | 5.13 | 5.65 | 5 HA 12 |
| ELS | 18.64 | 0.0065 | 0.0081 | 0.997 | 1.20 | 5.43 | 5.65 | 5 HA 12 |

Tableau VI.5: résultat des ferrillages de débord du radier

➤ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25$$

$$B=1\text{m} \quad ; d=0.9h=0.45\text{m}$$

$$V_u = q_u L = 203.82 \times 0.5 = 101.91 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{101.91 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.226 \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \quad \text{condition vérifiée}$$

Note: On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

VIII.4. Etude de la nervure

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

$$h = 70 \text{ cm} \quad ; \quad d = 65 \text{ cm}$$

$$b = 55 \text{ cm} \quad ; \quad c = 5 \text{ cm}$$

VIII.4.1. Calcul des charges revenant à la nervure :

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{50587.11}{248.189} = 203.82 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_u}{S_r} = \frac{3700}{248.189} = 149.08 \text{ KN/m}^2$$

Sens X-X

ELU :

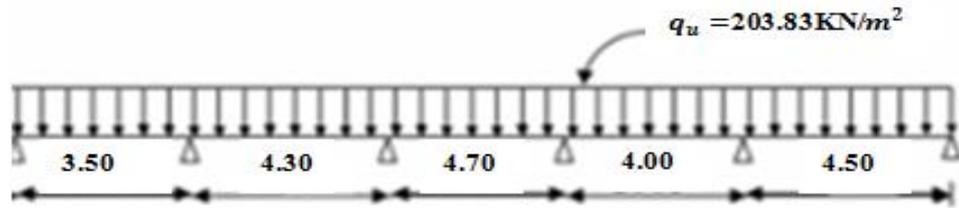
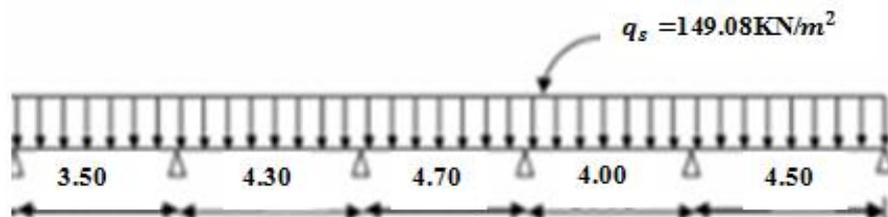


Diagramme des moments fléchissant



Diagramme des efforts tranchant

LES :



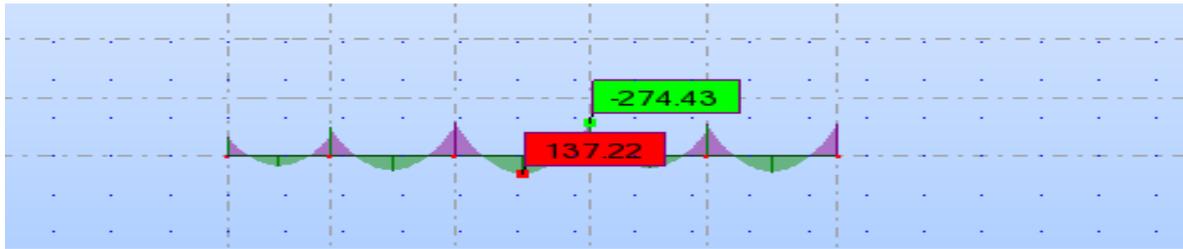


Diagramme des moments fléchissant

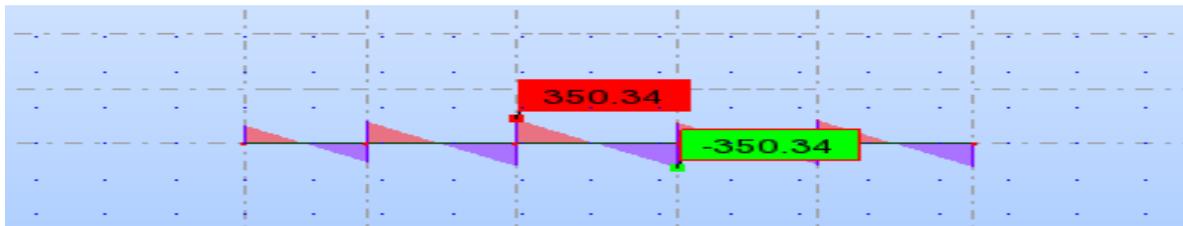


Diagramme des efforts tranchant

Y-Y :

ELU :

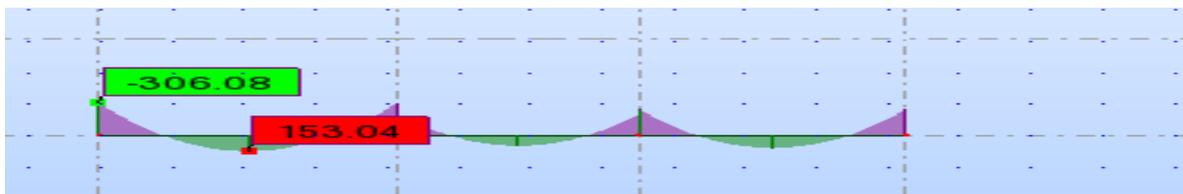
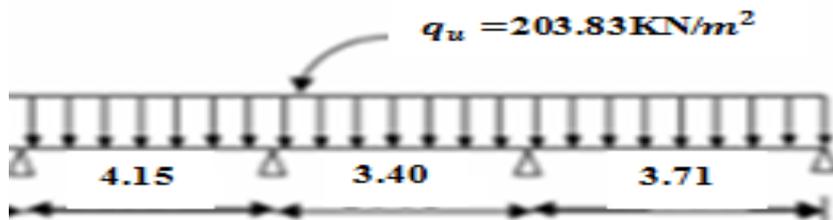


Diagramme des moments fléchissant

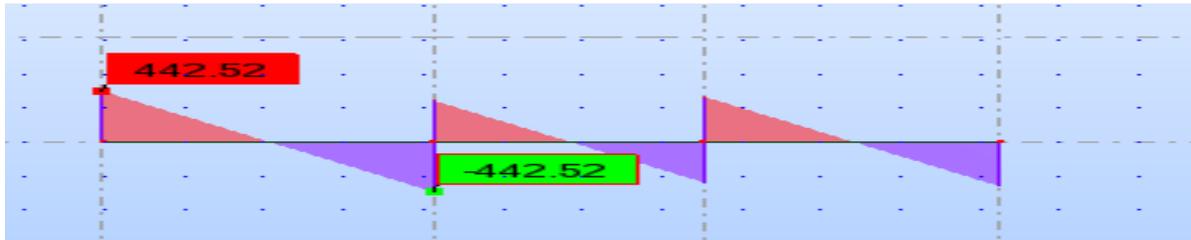


Diagramme des efforts tranchant

LES :

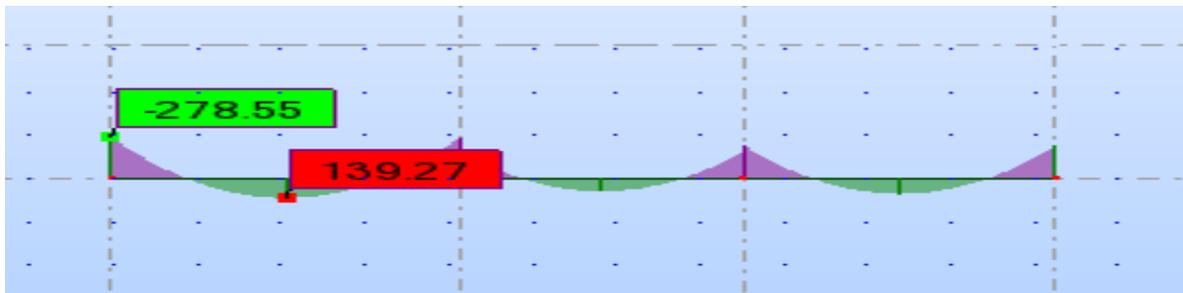
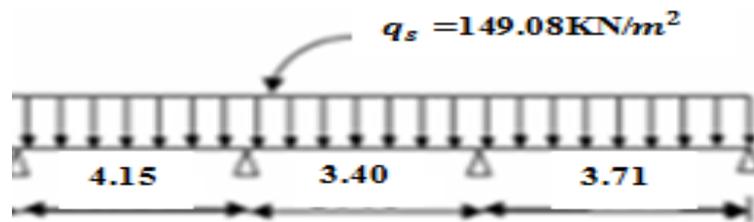


Diagramme des moments fléchissant

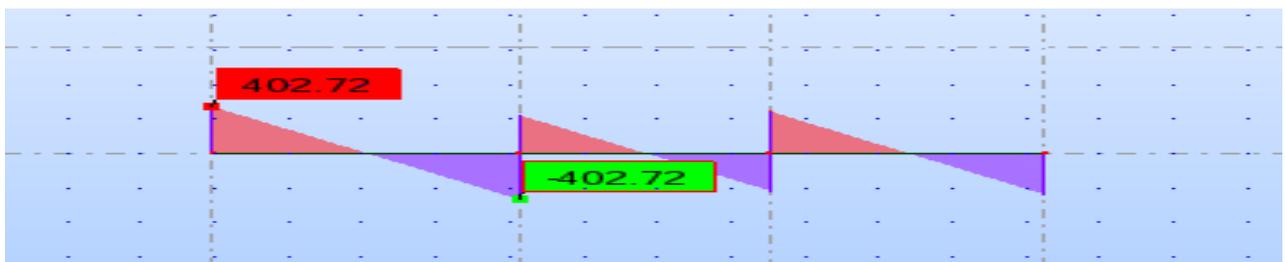


Diagramme des efforts tranchant

ELU :

$$(X - X): M_t = 196.29 \text{ kN.m}; M_a = -392.58 \text{ kN.m}$$

$$(Y - Y): M_t = 153.04 \text{ kN.m}; M_a = -306.08 \text{ kN.m}$$

ELS :

$$(X - X): M_t = 137.22 \text{ kN.m}; M_a = -274.43 \text{ kN.m}$$

$$(Y - Y): M_t = 139.27 \text{ kN.m}; M_a = -278.55 \text{ kN.m}$$

VI.4.2.ferraillage de nervure a la ELU

| Sens | | M_u | μ_b | α | β | A_{cal} | A_{min} | $A_{adoptée}$ | choix |
|------------|---------------|---------------|---------|----------|---------|-----------|-----------|---------------|--------------------|
| X-X | Appuis | 392.58 | 0.119 | 0.159 | 0.936 | 18.54 | 19.25 | 20.61 | 4HA16+4HA20 |
| | Travée | 196.29 | 0.059 | 0.076 | 0.970 | 8.94 | 19.25 | 20.61 | 4HA16+4HA20 |
| Y-Y | Appuis | 306.08 | 0.093 | 0.122 | 0.951 | 14.23 | 19.25 | 20.61 | 4HA16+4HA20 |
| | Travée | 153.04 | 0.046 | 0.059 | 0.976 | 6.93 | 19.25 | 20.61 | 4HA16+4HA20 |

Tableau VI.6 : résultat des ferrailages nervure a L' ELU.

VI.4.3.ferraillage de nervure a la ELS :

| Sens | | M_u | μ_b | α | β | A_{cal} | A_{min} | $A_{adoptée}$ | choix |
|------------|---------------|---------------|---------|----------|---------|-----------|-----------|---------------|--------------------|
| X-X | Appuis | 274.43 | 0.083 | 0.108 | 0.957 | 12.6 | 19.25 | 20.61 | 4HA16+4HA20 |
| | Travée | 137.22 | 0.042 | 0.054 | 0.978 | 6.20 | 19.25 | 20.61 | 4HA16+4HA20 |
| Y-Y | Appuis | 278.55 | 0.084 | 0.110 | 0.956 | 12.88 | 19.25 | 20.61 | 4HA16+4HA20 |
| | Travée | 139.27 | 0.042 | 0.053 | 0.979 | 6.28 | 19.25 | 20.61 | 4HA16+4HA20 |

Tableau VI.7 : résultat des ferrailages nervure a L' ELS.

VI.4.4. Vérifications à l'ELU :**-Vérifications de la l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right)$$

| sens | $V_u(KN)$ | $\tau_u(MPa)$ | $\bar{\tau}_u(MPa)$ | observation |
|------------|-----------|---------------|---------------------|-------------|
| X-X | 501.17 | 1.40 | 2.5 | CV |
| Y-Y | 442.52 | 1.24 | 2.5 | CV |

VI.4.5. Vérifications nécessaires pour les nervures :➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \dots\dots \text{BAEL91 (art. A.4.2)}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 55 \times 65 \times \frac{2.1}{400} = 4.32 \text{cm}^2$$

➤ **Le pourcentage minimal d'armature :**➤ **Selon BAEL91 :**

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b \quad (\text{BAEL91.B.6.4})$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times 70 \times 55 = 3.85 \text{cm}^2$$

➤ **Selon PPA99/2003 :**

$$A_{\min}^{RPA} = 0.5\% \times b \times h \dots (\text{art.7.5.2.1})$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.5\% \times 55 \times 70 = 19.25 \text{cm}^2$$

VI.4.5. Armatures transversales minimales :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_t\right) = (20, 55, 20) \Rightarrow \text{On prend } \phi = 10 \text{mm}$$

Armatures transversales minimales :

$$A_t = 0.003.S_t.b$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 55 = 3.3 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $A_t = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$

VI.4.6.Espacement des armatures transversales :

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right) \Rightarrow S_t \leq \min(17.5, 24)$$

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

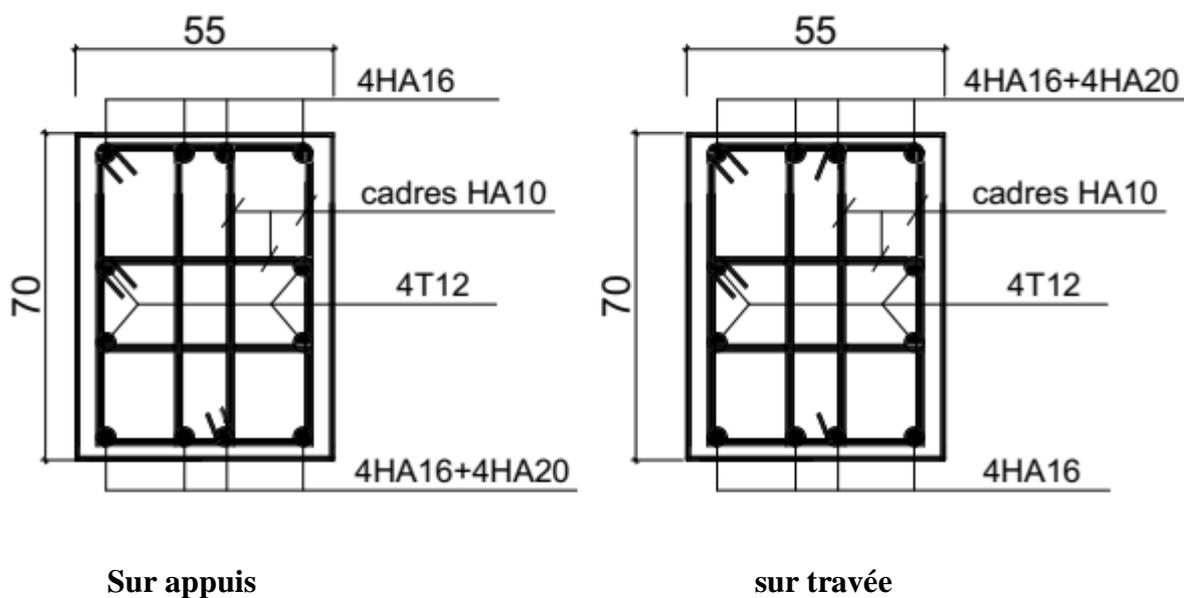
➤ **En zone courante :**

$$S_t = \frac{h}{2} = \frac{70}{2} \Rightarrow S_t \leq 35$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

Schémas ferrailage:

Sens :x-x



Sens y-y

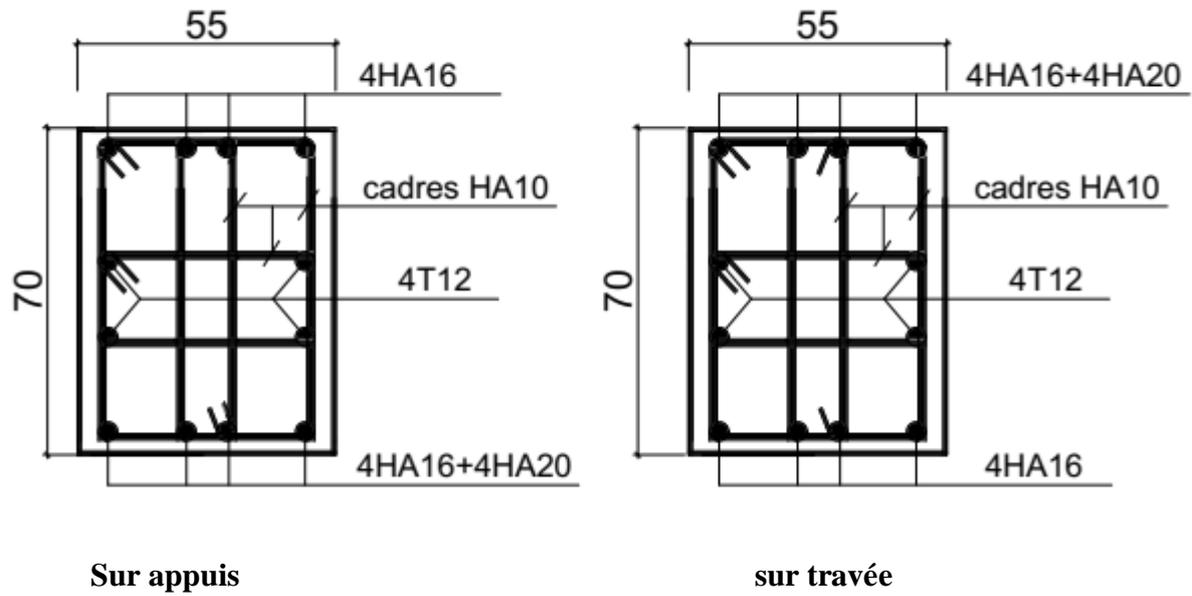


Figure.VI.4 : ferrailage de nervure.

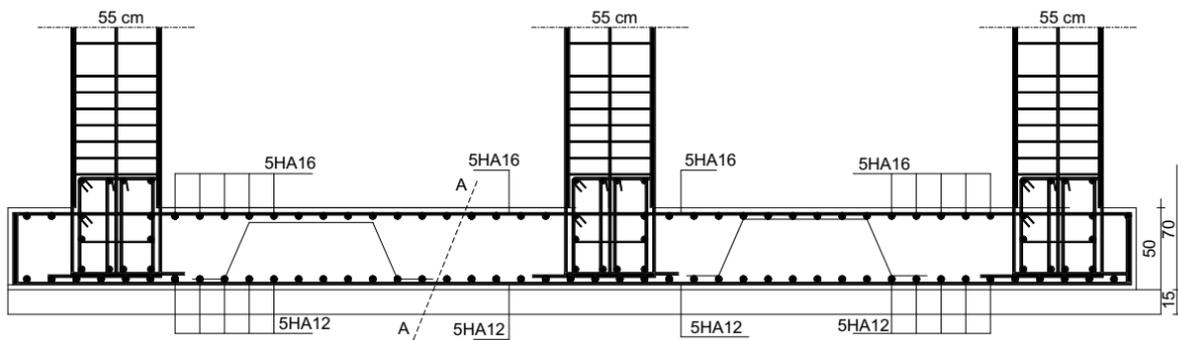


Figure.VI.5. Ferrailage de la Dalle du Radier avec des nervures .

VI.5.La Longrine :**VI.5.1.Introduction :**

D'après le RPA99V2003 [Art 10.1.1]page 56:

Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidaires 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.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

- ✓ 25 cm × 30 cm : sites de catégorie S2 et S3
- ✓ 30 cm × 30 cm : site de catégorie S4

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous

l'action d'une force égale à : $F := \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré .

| | Zone | | |
|-------------|-------------|------------|-------------------|
| Site | I | Iia | IIb et III |
| S1 | - | - | - |
| S2 | - | 15 | 12 |
| S3 | 15 | 12 | 10 |
| S4 | 12 | 10 | 8 |

Tableau VI.8: valeur de α

Dans notre cas : site S3 zone III alors on prend $\alpha = 10$

Les dimensions minimales de la section transversales des longrines soit la section du béton :

$A=25 \times 30 \text{ cm}^2$:Site de catégorie S3

donc : on adopte $A=25 \times 30=750 \text{ cm}^2$

VI.5.2.CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES :**• E.L.U :**

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s}$$

$$F_u = \frac{N_u}{10} = \frac{2660.08}{10} = 266.008 \text{KN} > 20 \text{KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$A_u = \frac{266.008 \times 10^3}{348 \times 100} = 7.64 \text{cm}^2$$

• Le ferrailage minimal : D'après RPA99

$$A_{min}^{RPA} = 0.006 \times 25 \times 30 = 4.5 \text{cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max(A_u; A_{min}^{RPA}) = 7.64 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6HA16 = 12.06 cm²

• Vérification à L'E.L. S :

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{1935.02}{10} = 193.502 \text{KN} > 20 \text{KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{193.502 \times 10^3}{12.06 \times 100} = 160.45 \text{MPa}$$

La fissuration est préjudiciable, donc $\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa}$.

$$\sigma_s = 160.45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

• LES ARMATURES TRANSVERSALES :

Pour les armatures transversales, elles seront utilisées seulement pour le montage des armatures longitudinales, soit des cadres $\Phi 6$ +étrier $\Phi 6$

• L'espacement : Selon RPA99

$$St \leq \min(20 \text{ cm} ; 15\phi l)$$

$$St \leq \min(20 \text{cm}; 18)$$

Soit : St = 15 cm.

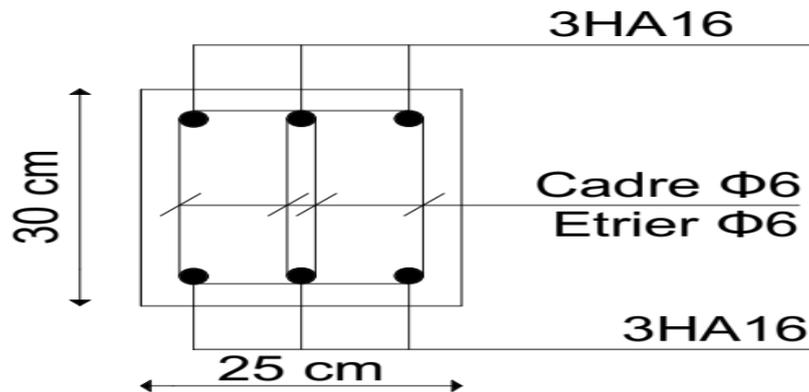


Figure VI.6 : disposition d'armature de longrine.

VI.6 .LA DALLE FLOTTANTE

VI.6.1. INTRODUCTION :

La terre pleine peut constituer le soubassement d'un immeuble, cette solution est souvent plus économique qu'un vide sanitaire, dans la mesure où le sol le permet. On distingue deux types de dallage sur terreplein :

- ❖ Dallage porteur: est lié à la bêche périphérique.
- ❖ Dallage non porteur: est indépendant de la structure.

Le choix entre ces deux cas sera fonction des charges verticales et la nature du sol.

Pour se fixer les idées, précisons que le système à dallage porteur s'accommode bien une structure légère, mais dans notre projet, nous avons utilisé le système à dallage non porteur.

VI.6.2. MISE EN OEUVRE :

La mise en œuvre d'un dallage sur terreplein sans être très délicate doit se faire en respectant les trois étapes suivantes :

- ❖ La préparation du sol.
- ❖ La mise en place de terre pleine.
- ❖ L'exécution du dallage.

• Préparation du sol :

La préparation du sol qui doit comporter 4 étapes :

- Décapage.

- Nivellement.
- Compactage.
- **Mise en place de terre pleine :**

La terre pleine est un rapport de matériaux disposé sur le sol en place qui va servir au dallage. Il peut être constitué par des cailloux, des graviers et des sables mélangés ou non, il ne doit comporter ni gravier ni matière organique. Le matériau est répandu et compacté par couches régulières de 20 cm d'épaisseur au plus.

Cette terre pleine va recevoir une couche d'isolation ou d'étanchéité. Il faut donc l'arranger pour éviter le poinçonnement. Dans ce but répandez un lit de sable de 5 cm d'épaisseur moyenne ou bien un lit de mortier maigre de 3 cm. On peut réaliser la couche d'étanchéité à l'aide de feuille de polyéthylène il y a également de prévoir un hérissonnage en pierres sèches de 20 cm d'épaisseur.

• **Exécution de dallage:** L'épaisseur minimale de dallage doit être de 8 cm min, pour notre projet, on choisit une épaisseur de 15 cm en béton armé.

Pour un dallage non porteur il faut assurer l'indépendance de la structure à l'aide d'un joint de 2 cm au minimum L'armature est constituée par une nappe de treillis soudés soit (forfaitairement) de $\Phi 5$, maille de $(15 \times 15) \text{ cm}^2$, ces armatures seront placées au $\frac{2}{3}$ supérieurs de l'épaisseur du dallage.

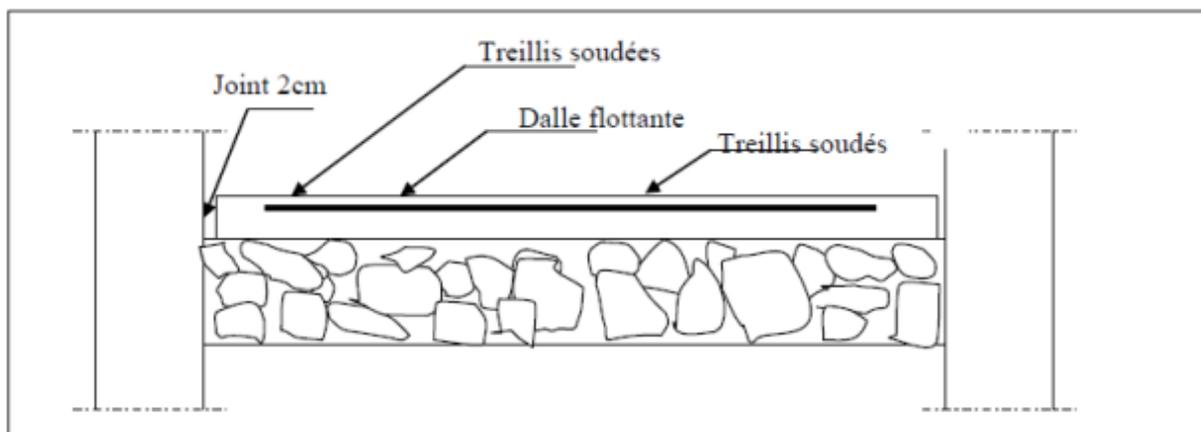


Figure VI.7 : dalle flottante.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études a été l'occasion d'appréhender la complexité du domaine du génie civil, notamment par la découverte des multiples notions mises en jeu, du règlement parasismique et de son application. Cette expérience nous a aidés à mieux connaître les étapes nécessaires dans l'étude d'un bâtiment en béton armé et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements en vigueur. Il nous a également permis de comprendre plusieurs facettes du métier d'ingénieur. En particulier la capacité à émettre un regard critique et à essayer d'aller dans le détail quand les choses ne sont pas claires. Même si le travail effectué lors de ce Projet de Fin d'Etude n'a pas répondu à toutes les questions que nous sommes posées, il nous a néanmoins permis de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation et d'engager des échanges avec des ingénieurs de bureaux d'études ou des bureaux de contrôle car par la mise en commun des connaissances et des expériences que l'on arrivera à avancer.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous a permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

On souhaite avoir été à la hauteur de nos modestes prétentions et que cet humble travail servira comme point de départ à d'autres travaux qui pourront l'enrichir, l'améliorer et le compléter, et qu'il serve pour les promotions futures.

Bibliographie

Les règlements :

-  **RPA99/Version2003** : règlement parasismique algérien.

-  **BAEL91** : béton armé aux états limites.

-  **C.B.A93** :règles de conception et de calcul des structures en béton armé.

-  **D.T.R.B.C .2.2**:Document technique réglementaire (charges permanentes et charges d'exploitation)

Livres:

-  Pratique du BAEL 91 (Jean perchat-Jean roux)

COURS :

-  Béton armé.....**U M^{ED} KHAIDER.**

-  Résistance des matériaux..... **UM^{ED} KHAIDER.**

Logiciels :

-  AUTOCAD 2014.....**Dessin.**

-  ROBOT 2014.....**Modélisation.**

-  WORD Office 2007**Traitement du**
texte.

Anexel

| $\rho =$ $\frac{l_x}{l_y}$ | $\nu = 0$ | | $\nu = 0,20$ | | $\rho =$ $\frac{l_x}{l_y}$ | $\nu = 0$ | | $\nu = 0,20$ | |
|-------------------------------|-----------|---------|--------------|---------|-------------------------------|-----------|---------|--------------|---------|
| | μ_x | μ_y | μ_x | μ_y | | μ_x | μ_y | μ_x | μ_y |
| 0,40 | 0,1094 | 0,250 | 0,1115 | 0,293 | 0,70 | 0,0683 | 0,436 | 0,0743 | 0,585 |
| 0,41 | 0,1078 | 0,250 | 0,1100 | 0,301 | 0,71 | 0,0670 | 0,450 | 0,0731 | 0,596 |
| 0,42 | 0,1062 | 0,250 | 0,1086 | 0,309 | 0,72 | 0,0658 | 0,464 | 0,0719 | 0,608 |
| 0,43 | 0,1047 | 0,250 | 0,1072 | 0,317 | 0,73 | 0,0646 | 0,479 | 0,0708 | 0,620 |
| 0,44 | 0,1032 | 0,250 | 0,1059 | 0,325 | 0,74 | 0,0634 | 0,494 | 0,0696 | 0,632 |
| 0,45 | 0,1017 | 0,250 | 0,1046 | 0,333 | 0,75 | 0,0622 | 0,509 | 0,0685 | 0,644 |
| 0,46 | 0,1002 | 0,250 | 0,1032 | 0,341 | 0,76 | 0,0610 | 0,525 | 0,0674 | 0,657 |
| 0,47 | 0,0988 | 0,250 | 0,1019 | 0,349 | 0,77 | 0,0598 | 0,542 | 0,0663 | 0,670 |
| 0,48 | 0,0974 | 0,250 | 0,1006 | 0,357 | 0,78 | 0,0587 | 0,559 | 0,0652 | 0,683 |
| 0,49 | 0,0960 | 0,250 | 0,0993 | 0,365 | 0,79 | 0,0576 | 0,577 | 0,0642 | 0,696 |
| 0,50 | 0,0946 | 0,250 | 0,0981 | 0,373 | 0,80 | 0,0565 | 0,595 | 0,0632 | 0,710 |
| 0,51 | 0,0932 | 0,250 | 0,0969 | 0,382 | 0,81 | 0,0553 | 0,613 | 0,0621 | 0,723 |
| 0,52 | 0,0918 | 0,250 | 0,0957 | 0,391 | 0,82 | 0,0542 | 0,631 | 0,0610 | 0,737 |
| 0,53 | 0,0905 | 0,250 | 0,0945 | 0,400 | 0,83 | 0,0531 | 0,649 | 0,0600 | 0,750 |
| 0,54 | 0,0892 | 0,250 | 0,0933 | 0,410 | 0,84 | 0,0520 | 0,667 | 0,0589 | 0,764 |
| 0,55 | 0,0879 | 0,250 | 0,0921 | 0,420 | 0,85 | 0,0509 | 0,685 | 0,0579 | 0,778 |
| 0,56 | 0,0855 | 0,253 | 0,0909 | 0,431 | 0,86 | 0,0498 | 0,693 | 0,0569 | 0,791 |
| 0,57 | 0,0852 | 0,266 | 0,0897 | 0,442 | 0,87 | 0,0488 | 0,721 | 0,0559 | 0,804 |
| 0,58 | 0,0838 | 0,279 | 0,0885 | 0,453 | 0,88 | 0,0478 | 0,740 | 0,0549 | 0,818 |
| 0,59 | 0,0825 | 0,292 | 0,0873 | 0,465 | 0,89 | 0,0468 | 0,759 | 0,0539 | 0,832 |
| 0,60 | 0,0812 | 0,305 | 0,0861 | 0,476 | 0,90 | 0,0458 | 0,778 | 0,0529 | 0,846 |
| 0,61 | 0,0798 | 0,317 | 0,0849 | 0,487 | 0,91 | 0,0448 | 0,798 | 0,0519 | 0,861 |
| 0,62 | 0,0785 | 0,330 | 0,0837 | 0,497 | 0,92 | 0,0438 | 0,819 | 0,0510 | 0,875 |
| 0,63 | 0,0772 | 0,343 | 0,0825 | 0,508 | 0,93 | 0,0428 | 0,841 | 0,0500 | 0,891 |
| 0,64 | 0,0759 | 0,356 | 0,0813 | 0,519 | 0,94 | 0,0419 | 0,864 | 0,0491 | 0,906 |
| 0,65 | 0,0746 | 0,369 | 0,0801 | 0,530 | 0,95 | 0,0410 | 0,888 | 0,0483 | 0,923 |
| 0,66 | 0,0733 | 0,382 | 0,0789 | 0,541 | 0,96 | 0,0401 | 0,911 | 0,0475 | 0,939 |
| 0,67 | 0,0720 | 0,395 | 0,0777 | 0,552 | 0,97 | 0,0393 | 0,934 | 0,0467 | 0,954 |
| 0,68 | 0,0707 | 0,408 | 0,0766 | 0,563 | 0,98 | 0,0385 | 0,956 | 0,0459 | 0,970 |
| 0,69 | 0,0695 | 0,422 | 0,0754 | 0,574 | 0,99 | 0,0377 | 0,978 | 0,0451 | 0,985 |
| | | | | | 1,00 | 0,0368 | 1,000 | 0,0442 | 1,000 |

Annexe 2

| Ø | Poids au mètre | Sections d'aciers en barres | | | | | | | | | |
|----|----------------------|-----------------------------|---------|-------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| | | d mm | P kg | 1 barre cm ² | 2 barres cm ² | 3 barres cm ² | 4 barres cm ² | 5 barres cm ² | 6 barres cm ² | 7 barres cm ² | 8 barres cm ² |
| 5 | 0,154 | 0,20 | 0,39 | 0,59 | 0,78 | 0,98 | 1,18 | 1,37 | 1,57 | 1,76 | 1,96 |
| 6 | 0,222 | 0,28 | 0,57 | 0,85 | 1,13 | 1,41 | 1,70 | 1,98 | 2,26 | 2,55 | 2,83 |
| 7 | 0,302 | 0,38 | 0,77 | 1,15 | 1,54 | 1,92 | 2,31 | 2,69 | 3,08 | 3,46 | 3,85 |
| 8 | 0,395 | 0,50 | 1,01 | 1,51 | 2,01 | 2,51 | 3,02 | 3,52 | 4,02 | 4,53 | 5,03 |
| 10 | 0,617 | 0,78 | 1,57 | 2,53 | 3,14 | 3,92 | 4,71 | 5,49 | 6,28 | 7,06 | 7,85 |
| 12 | 0,88 | 1,13 | 2,26 | 3,39 | 4,52 | 5,65 | 6,78 | 7,91 | 9,04 | 10,17 | 11,30 |
| 14 | 1,208 | 1,54 | 3,08 | 4,62 | 6,16 | 7,70 | 9,24 | 10,78 | 12,32 | 13,8 | 15,39 |
| 16 | 1,578 | 2,01 | 4,02 | 6,03 | 8,04 | 10,05 | 12,06 | 14,07 | 16,08 | 18,09 | 20,10 |
| 20 | 2,466 | 3,14 | 6,28 | 9,42 | 12,56 | 15,70 | 18,84 | 21,98 | 25,12 | 28,26 | 31,42 |
| 25 | 3,854 | 4,91 | 9,82 | 14,73 | 19,63 | 24,54 | 29,45 | 34,36 | 39,27 | 44,18 | 49,09 |
| 32 | 6,313 | 8,04 | 16,08 | 24,12 | 32,16 | 40,20 | 48,24 | 56,28 | 64,32 | 72,36 | 80,40 |
| 40 | 9,865 | 12,57 | 25,13 | 37,70 | 50,27 | 62,83 | 75,40 | 87,96 | 100,53 | 113,10 | 125,66 |