

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERRI TIZI-OUZOU

FACULTE DE GÉNIE DE LA CONSTRUCTION

Département de Génie Civil

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE

En vue de l'Obtention du Diplôme de Master en Génie

Civil Option : Construction Civile et Industrielle

Thème :

**Etude d'un bâtiment R+9 à usage d'habitation
et commercial contreventé par voiles**

-ROBOT-

**Dirigé par Mr
BOUHERAOUA**

**Présenté par :
Mr BERKACHE SOFIANE**

Mr BOULILA MOURAD

Année universitaire : 2017/2018



Remerciements

Au terme de ce travail, nous tenons à remercier avant tout dieu de nous avoir donnée la force, la patience et le courage pour mener ce projet a terme.

Nos remerciement vont aussi à nos parents et familles respectives, pour l'amour et la force qu'ils nous transmettent constamment chaque jour.

Nous tenons a exprimé notre sincère gratitude pour notre promoteur Mr, BOUHERAOUA de nous avoir encadré, pour son apport inestimable, qu'il trouve dans ce travail un hommage vivant a sa propre personne.

Nos remerciements les plus vifs vont également aux membres des jurys qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Notre reconnaissance s'étend également au corps professoral, administratif et les enseignants du département génie civil.

Dédicaces

À mon père, ma mère, mes sœurs et à mes frères, à mes cousins, à mes grandes mères, à toute ma famille ; je vous porte dans mon esprit, dans mon âme et dans mon cœur, à tous mes êtres chers, vous qui veillez sur moi et qui faites mon bonheur, je n'aurais pas assez de mots, je vous dois tout dans ce bas monde.

A mon binôme ami et frère Mourad et toute sa famille.

SOFIANE

Dédicaces

À mon père, ma mère, mes sœurs, à toute ma famille, à mes cousins ; je vous porte dans mon esprit, dans mon âme et dans mon cœur, à tous mes être chers, vous qui veillez sur moi et qui faites mon bonheur, je n'aurais pas assez de mots, je vous dois tout dans ce bas monde.

A mon binôme ami et frère Sofiane et toute sa famille.

MOURAD

Sans oublier nos amis les debekois en général Oussama, Ghiles, Raouf, slimane, Rachid, Khaled, Khali moh, amine, Mourad toubiz, Jugurtha, Smail BOB, Nazim, Younes, Djamel, Karim, Rachid, Akila, Kahina, Massiva, Sonia, Dalila, Souhila, Benchikhone, Samir chauffeur, centre de formation, arrache n touares et dnc .

Nos collègues universitaires kiki, Mohand, Aghiles, Lyes, Djidji, Lydo, Lilia, Olivia, Kahina, l'ali

Sommaire

Introduction

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux...1

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....13

Chapitre III : Calcul des éléments.....23

III.1 L'acrotère.....23

III.2 Salle machine30

III.3 Planchers.....39

III.4 Balcon.....56

III.5 L'escalier.....61

III.6 poutre palière.....90

Chapitre IV : présentation du logiciel robot.....105

Chapitre V : Modalisation de la structure et vérifications RPA

V.1 Introduction des données.....119

V.2 Vérification RPA.....120-124

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure125

Chapitre VII : Ferrailage des éléments.....149

Partie 01 : ferrailage des poteaux.....149

Partie 02 : ferrailage des poutres.....160

Partie 03 : ferrailage des voiles.....170

Conclusion general

Bibliographie

LISTE DES FIGURES

Chapitre 1 : présentation de l'ouvrage.

Figure I.1 : Diagramme de calcul des contraintes de déformation du béton a l'ELU.

Figure I.2 : Diagramme de calcul des contraintes de déformation du béton a l'ELS.

Figure I.3 : Diagramme des contraintes de déformation de l'acier.

Chapitre 2 : pré-dimensionnement des éléments.

Figure II.1 : schéma descriptif d'un plancher en génie civil.

Figure II.2 : dimensionnement des poutres.

Figure II.3: coupe des voiles en plan.

Figure II.4 : surface d'influence du poteau (b3).

Chapitre 3 : calcul des éléments.

Figure III.1 : coupe vertical de l'acrotère.

Figure III.2: schéma statique de l'acrotère.

Figure III.3 : schéma de calcul de l'acrotère.

Figure III.4 : schéma de ferrailage de l'acrotère.

Figure III.5 : diffusion de charges dans la feuille moyenne de la dalle de la salle machine.

Figure III.6 : plan de ferrailage de la salle machine X-X.

Figure III.7 : plan de ferrailage de la salle machine Y-Y.

Figure III.8 : schéma statique de la poutrelle.

Figure III.9 : diagramme des moments aux appuis.

Figure III.10 : diagramme des moments a l'ELU.

Figure III.11 : diagramme des efforts tranchant a l'ELU.

Figure III.12 : section en Té.

Figure III.13 : diagramme des moments a l'ELS.

Figure III.14 : diagramme des efforts tranchant a l'ELS.

Figure III.15 : section en Té.

Figure III.16 : plan de ferrailage du plancher corps creux.

Figure III.17 : schéma statique du balcon a l'ELU.

Figure III.18 : plan de ferrailage du balcon.

Figure III.19 : schéma statique de l'escalier.

Figure III.20 : schéma statique de l'escalier a l'ELU.

Figure III.21 : diagramme des efforts tranchant et moment fléchissant al'ELU.

Figure III.22 : schéma statique de l'escalier a l'ELS.

Figure III.23 : diagramme des efforts tranchant et moment fléchissant al'ELS.

Figure III.24 : plan de ferrailage de l'escalier.

Figure III.25 : schéma statique de l'escalier a l'ELU.

Figure III.26 : diagramme des efforts tranchant et moment fléchissant al'ELU.

Figure III.27 : diagramme des efforts tranchant et moment fléchissant al'ELS.

Figure III.28 : plan de ferrailage de l'escalier étage courant.

Figure III.29 : diagramme des efforts tranchant et moment fléchissant al'ELU.

Figure III.30 : diagramme des efforts tranchant et moment fléchissant al'ELS.

Figure III.31 : schéma de ferrailage de la poutre palière.

Figure III.32 : diagramme des efforts tranchant et moment fléchissant al'ELU.

Figure III.33 : diagramme des efforts tranchant et moment fléchissant al'ELS.

Figure III.34 : schéma de ferrailage de la poutre palière.

Chapitre 4 : présentation du logiciel robot.

Figure IV.1 : page d'accueil du logiciel robot.

Figure IV.2 : choix de la structure à étudier.

Figure IV.3 : préférence de l'affaire.

Figure IV.4 : ligne de construction.

Figure IV.5 : choix de profilé des barres.

Figure IV.6 : modélisation des poteaux et des poutres.

Figure IV.7 : boîte de dialogue (affichage des attributs).

Figure IV.8 : finition des éléments panneaux.

Figure IV.9 : épaisseur des voiles.

Figure IV.10 : définition des contours des voiles.

Figure IV.11 : définition des contours des panneaux.

Figure IV.12 : choix de la présentation.

Figure IV.13 : définition des appuis.

Figure IV.14 : liaisons rigides.

Figure IV.15 : définition des charges.

Figure IV.16 : choix des bardages.

Figure IV.17 : application des charges surfacique.

Figure IV.18 : définition des charges dynamiques.

Figure IV.19 : paramètre de l'analyse nodal.

Figure IV.20 : définition des paramètres RPA.

Figure IV.21 : considération de la masse totale et de 20% des charges d'exploitation.

Figure IV.22 : définir la combinaison d'action.

Figure IV.23 : vérification de la structure.

Figure IV.24 : tableau des données.

Chapitre 6 : infrastructure

Figure VI.1 : périmètre utile des voiles et des poteaux.

Figure VI.2 : répartition trapézoïdale.

Figure VI.3 : présentation du chargement simplifié.

Figure VI.4 : répartition triangulaire.

Figure VI.5 : schéma statique de la nervure sens transversal a l'ELU.

Figure VI.6 : diagramme du moment fléchissant a l'ELU sens transversal.

Figure VI.7 : diagramme des efforts tranchants a l'ELU sens transversal.

Figure VI.8 : diagramme du moment fléchissant a l'ELS sens transversal.

Figure VI.9 : diagramme des efforts tranchants a l'ELS sens transversal.

Figure VI.10 : schéma statique de la nervure sens longitudinal a l'ELU.

Figure VI.11 : diagramme du moment fléchissant a l'ELU sens longitudinal.

Figure VI.12 : diagramme des efforts tranchants a l'ELU sens longitudinal.

Figure VI.13 : diagramme du moment fléchissant a l'ELS sens longitudinal.

Figure VI.14 : diagramme des efforts tranchants a l'ELS sens longitudinal.

Chapitre 7 : ferrailage des éléments.

Figure VII.1 : zone nodale (RPA7.2 page 71).

Figure VII.2 : ferrailage poteaux 40x40.

Figure VII.3 : ferrailage poteaux 35x35.

Figure VII.4 : ferrailage poteaux 30x30.

Figure VII.5 : schéma de calcul en flexion simple d'une SSA.

Figure VII.6 : schéma de calcul en flexion simple d'une SDA.

Figure VII.7 : délimitation de la zone nodale.

Figure VII.8 : ferrailage en travée d'une poutre principale.

Figure VII.9 : ferrailage aux appuis d'une poutre principale.

Figure VII.10 : ferrailage e travée d'une poutre secondaire.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : valeurs des contraintes admissible de l'acier.

Tableau II.1 : des charges permanentes (G étage courant).

Tableau II.2 : des charges permanentes plancher corps creux.

Tableau II.3 : des charges permanentes des murs extérieurs.

Tableau II.4 : des charges permanentes des murs intérieur.

Tableau II.5 : des surcharges des exploitations Q des éléments.

Tableau II.6 : coefficient de dégression des surcharges.

Tableau II.7 : récapitulatif de la descente des charges.

Tableau III.1 : des charges permanentes des balcons.

Tableau III.2 : résumé des efforts internes à l'ELU.

Tableau III.3 : résumé des efforts internes à l'ELS.

Tableau III.4 : résumé des efforts internes à l'ELU.

Tableau III.5 : résumé des efforts internes à l'ELS.

Tableau V.1 : facteur de quantité Q_x .

Tableau V.2 : facteur de quantité Q_y .

Tableau V.3 : les valeurs de l'excentricité.

Tableau V.4 : déplacement latéral inter-étage.

Tableau V.5 : les valeurs obtenues après calcul.

Tableau VI.1 : tableau des efforts.

Tableau VI.2 : surface des semelles filantes sous voile transversal.

Tableau VI.3 : surface des semelles filantes sous voile longitudinal.

Tableau VI.4 : charge revenant à la plus sollicité (transversal).

Tableau VI.5 : charge revenant à la plus sollicité (longitudinal).

Tableau VI.6 : efforts internes dans les nervures.

Tableau VI.7 : ferrailage des nervures.

Tableau VI.8 : vérification des contraintes al'ELU.

Tableau VII.1 : paramètre de calcul en situation durable et accidentel.

Tableau VII.2 : calcul des sections d'armature.

Tableau VII.3 : choix des armatures longitudinal.

Tableau VII.4 : quantité d'armatures.

Tableau VII.5 : section minimal des armatures.

Tableau VII.6 : vérification des contraintes dans le béton.

Tableau VII.7 : vérification des contraintes dans l'acier.

Tableau VII.8 : situation et coefficient de calcul.

Tableau VII.9 : ferrailage de poutre principal.

Tableau VII.10 : ferrailage de poutre principal.

Tableau VII.11 : vérification des contraintes

Tableau VII.12 : voile VL1 (1.25).

Tableau VII.13 : voile VL2 (1m).

Tableau VII.14 : voile VL3 (3.2m).

Tableau VII.15 : voile VLas (1.6m).

Tableau VII.16 : voile VLas (2m).

INTRODUCTION GENERALE

La révolution industrielle a entraîné une forte urbanisation des villes. L'une des conséquences immédiate de ce boom démographique dans les zones urbaines a été le changement dans le style de construction, en effet, afin de rationaliser l'espace, il fallait abandonner les constructions traditionnelles au profit des bâtiments multi-étages (le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans le souci d'économie de l'espace) c'est-à-dire permettre de trouver un abri à un plus grand nombre d'habitants sur un plus petit espace. Cela a été possible grâce aux techniques de construction moderne telles que la construction au béton armé.

Cependant des séries de réglementations ont été élaborées dans le but de dimensionner convenablement les bâtiments, le cas de BAEL91 révisé en 1999, RPA99 révisé en 2003, DTR, DTU... actuellement en vigueur.

Dimensionner un bâtiment dans les règles de l'art revient à déterminer les dimensions de chaque élément de ce bâtiment, les caractéristiques du béton à utiliser, les aciers à employer et surtout comment allier les deux.

Toutefois, il existe un danger fréquent et persistant pour la construction verticale, n'est rien d'autre que le séisme, vu les importants dégâts qu'il peut occasionner ; sachant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaque tectonique, et donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique. Pour cela il faut veiller à respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

La sécurité (le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage.

Economie : s'efforce de diminuer les coûts du projet (les dépenses).

Confort, esthétique.

Utilisation du béton armé dans la réalisation est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux, (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages tels que :

Souplesse d'utilisation.

Durabilité.

Résistance aux feux.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé aux calculs d'un bâtiment en béton armé usage d'habitation et commercial implanté dans une zone classée comme étant de moyenne sismicité, et cela en utilisant les normes de réglementation en vigueur.

Chapitre I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 INTRODUCTION

Le projet consiste à étudier une structure d'un bâtiment en (R+9) à usage multiple (habitation et commercial et service) contreventée par des voiles et portiques.

L'ouvrage est d'une importance moyenne (groupe d'usage 2), implanté au chef-lieu de la willaya de **TIZI-OUZOU** (commune de **BOGHNI**), classée de moyenne sismicité (zone **IIa**) selon le **RPA99/ version 2003**.

La contrainte admissible du sol, évaluée par un laboratoire de géotechnique, est : $\sigma = 2 \text{ bars}$.

I.2 DESCRIPTION ET PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Ce projet de fin d'études porte sur le calcul de différents éléments résistants d'un bâtiment (R + 9) à usage multiple, à ossature mixte. Ce bâtiment est classé comme ouvrage de moyenne importance (**groupe d'usage 2**). Il est composé :

- d'un RDC à usage commercial,
- d'un (01) étage à usage service
- de huit (08) étages à usage d'habitation, chacun d'eux étant composé de quatre (04) appartements,
- d'une (01) cage d'escalier,
- d'une (01) cage d'ascenseur.

I.3 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE

Les caractéristiques de notre immeuble sont comme suit :

- **En plan**
 - Longueur totale du bâtiment : **27,6 m**,
 - Largeur totale du bâtiment : **16,7 m**.

- **En élévation**
 - Hauteur totale du bâtiment (sans l'acrotère) : **32,64 m**
 - Hauteur du rez-de-chaussée : **5,10 m**,
 - Hauteur d'étage courant et de service : **3,06 m**.
 - Hauteur de l'acrotère : **0,6 m**

I.4 ELEMENTS CONSTITUTIFS DE L'OUVRAGE

I.4.1 Ossature

Le contreventement de l'ouvrage est assuré par deux types de structures.

▪ Contreventement par portiques

C'est une ossature constituée uniquement de portiques (poutres et poteaux) capable de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

▪ Contreventement par voiles

Il est composé par des éléments verticaux (voiles) en béton armé, disposés dans les deux sens ; ces éléments verticaux assurent la stabilité du bâtiment sous l'action des charges horizontales et reprennent les charges verticales et les transmettent aux fondations.

I.4.2 Planchers

Le plancher est un élément de structure, horizontal qui sépare deux niveaux. Il a pour fonction de :

- Résister : les planchers sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal. Ils doivent supporter leur poids propre et les charges du niveau et transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent à leur tour aux poteaux puis aux fondations,
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux,
- Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité,
- Protéger contre les incendies,
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

Cet ouvrage est constitué d'un seul type de plancher : plancher en corps creux. Ces corps creux sont portés par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).

I.4.3 Balcons

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher. Nos balcons sont en dalle pleine.

I.4.4 Escaliers

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et un palier inter étage. Il est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux, de caractéristiques géométriques mentionnées sur la figure ci-après.

L'escalier est composé des éléments suivants :

- Le palier de départ,
- Le palier de repos,
- Le palier d'arrivée,

- la volée qui n'est autre qu'une suite ininterrompue de marches.

I.4.5 Cage d'ascenseur

Ce bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles et coulée sur place.

I.4.6 Maçonnerie

On distingue :

- les murs extérieurs (double parois).
- les murs intérieurs (simple paroi).

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

- **les murs extérieurs** : ils sont constitués d'une double cloison de **25 cm**, en briques creuses à 8 trous de **10 cm** séparées d'une lame d'aire de **5 cm** d'épaisseur,
- **les murs intérieurs** : ils sont réalisés en simple cloison de briques creuses de **10 cm**.

I.4.7 La terrasse

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

I.4.8 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 les plafonds
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs
- De la céramique pour les salles d'eaux et cuisines.

I.4.9 Acrotère

La toiture terrasse sera entourée d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.4.10 Fondation

1. Définition

On appelle fondation la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage en d'autre terme c'est une liaison entre la structure et le sol.

2. Fonction des fondations

Reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans des bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

3. Différents types de fondations

- **Les fondations superficielles**

Lorsque les couches de terrain capables de reprendre l'ouvrage sont à faible profondeur :

Semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous mur, radier.

▪ **Les fondations profondes**

C'est dans le cas où les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur : pieux, puits.

4. Facteurs de choix du type de fondation

- **La nature de l'ouvrage à fonder** : usage du bâtiment.
- **La nature de terrain** : connaissance du terrain par sondage et définition de ces caractéristiques géotechniques,
- **Le site** : urbain, montagne, bord de mer,...
- **La mise en œuvre des fondations** : terrain sec, présence nappe d'eau,...
- **Le coût des fondations** : facture importante mais non décisive.

I.5 CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites, à savoir le BAEL 91 ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.5.1 Béton

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

1. Les matériaux composant le béton

On appelle béton un matériau constitué par le mélange suivant.

a. Ciment

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

b. Granulats

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles:

b.1. Sables

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

b.2. Gravier

Ils sont constitués de grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre **5 et 25** mm.

Ils doivent être durs, propres et non gélives. Ils peuvent être extraits du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenus par concassage de roches dures (matériaux concassés).

2. Résistances mécaniques du béton

2.1. Résistance à la compression f_{cj} [Art. A2.1, 11]

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. Pour un ciment de classe CPJ 32,5 dosé à 350 Kg/m³, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25$ MPa)

- Pour $f_{cj} \leq 40$ MPa : $f_{cj} = \frac{j}{4,67 + 0,83j} f_{c28}$, exprimée en MPa
- Pour $f_{cj} > 40$ MPa : $f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28}$, exprimée en MPa

2.2 Résistance caractéristique en traction f_{tj} (Art. A2.1, 12 BAEL91)

Il est particulièrement difficile d'obtenir expérimentalement la résistance à la traction du béton. C'est pourquoi, on retient conventionnellement :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28}, \text{ si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa (ART A.2.1.12, BAEL 91)}$$

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

Dans notre cas : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$
 $f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1$ MPa

3. Module de déformation longitudinale du béton

3.1 Module de déformation longitudinale instantanée du béton

Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de durée inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa (ART A.2.1.2.1.BAEL 91)}$$

Pour $f_{c28} = 25$ MPa, On a : $E_{i28} = 32164,2$ MPa

3.2 Module de déformation longitudinale différée du béton :

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilise le module différé qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-représentent approximativement deux fois les déformations instantanées.

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \text{ Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa (art 2.1, 2 BAEL91)}$$

$$E_{vj} = 4400(f_{cj})^{\frac{1}{3}} \text{ Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa sans fumée de silice (art 2.1, 2 BAEL91)}$$

$$E_{vj} = 6100 \text{ Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa avec fumée de silice (art 2.1, 2 BAEL91)}$$

$$\text{Pour notre cas : } E_{vj} = 3700(f_{cj})^{\frac{1}{3}} \text{ soit } E_{vj} = 3700(25)^{\frac{1}{3}} = 10818,86563 \text{ MPa.}$$

4. Module de déformation transversale

Le module d'élasticité transversale G caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant. Il est donné par la relation suivante :

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

Avec E : module de Young (module d'élasticité)

$$\nu : \text{Coefficient de poisson } \nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$$

Et : $\Delta d/d$: déformation relative transversale

$\Delta l/l$: Déformation relative longitudinale

5. Coefficient de Poisson

C'est le rapport entre la déformation relative transversal ($\Delta d/d$) et la déformation relative

$$\text{longitudinale } (\Delta l/l) : \nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l},$$

- $\nu = 0$: à l'ELU, pour le calcul des sollicitations (ART- 2.1.3, BAEL 91)
- $\nu = 2$: à l'ELU, pour le calcul des déformations (ART-2.1.3, BAEL 91).

6. Fluage du béton

Sous chargement constant, la déformation du béton augmente continuellement avec le temps. Pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être négligeables puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à trois fois les déformations instantanées, $E_v = E_o = 3E_i$.

7. Phénomène de retrait

Après coulage, une pièce de béton conservée à l'air libre tend à se raccourcir ; ceci est dû à l'évaluation de l'eau non liée avec le ciment et peut entraîner des déformations de l'ordre de $1,5 \times 10^{-4}$ à 5×10^{-4} selon l'humidité de l'environnement.

La principale conséquence du retrait est l'apparition de contraintes internes de traction, la contrainte dont la valeur peut facilement dépasser la limite de fissuration.

Pour se protéger des désordres liés au retrait, on adoptera les dispositifs constructifs suivants :

- Utiliser des bétons à faible chaleur d'hydratation,
- Maintenir les parements en ambiance humide après coulage,
- Disposer les armatures de peaux de faible espacement pour bien répartir les fissures de retrait,

- Eviter de raccorder des pièces de tailles très différentes,
- Utiliser des adjuvants limitant les effets du retrait.

8. Dilatation thermique

Une variation de température peut engendrer des contraintes internes de traction causées par entraînement des dilatations.

Pour éviter ces désordres, on placera régulièrement sur les éléments (dalles, voiles, façades...) des bâtiments de grandes dimensions des joints de dilatation espacés de **25m à 50m** selon la région.

9. Etat limite de contrainte de béton

On distingue deux états limites.

▪ Les Etats Limites Ultimes (E.L.U)

Ils sont associés à l'effondrement de la structure ou à d'autres formes de ruines structurales qui peuvent mettre en danger la sécurité des personnes.

Pour les calculs à l'E.L.U, le diagramme réel de déformations données sur la figure **I.2** (le diagramme de calcul dit parabole rectangle).

$$E_{bc1} = 20000$$

$$E_{bc2} = \begin{cases} 35000 & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa (art. 4.3.41, BAEL 91)} \\ (45 - 0,025 \cdot f_{cj}) & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ MPa (art. 4.3.41, BAEL 91)} \end{cases}$$

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

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec : $\theta = 1$ pour $t > 24h$

$\theta = 0,9$ pour $1h \leq t \leq 24h$

$\theta = 0,85$ pour $t < 1h$

Et : γ_b coefficient de sécurité partiel

$\gamma_b = 1,5$ Pour les cas courants (situation durable ou situation courante).

$\gamma_b = 1,15$ Pour les cas accidentels (situation accidentelle).

- La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj} = 0,6 f_{28} = 15 \text{ MPa}$$

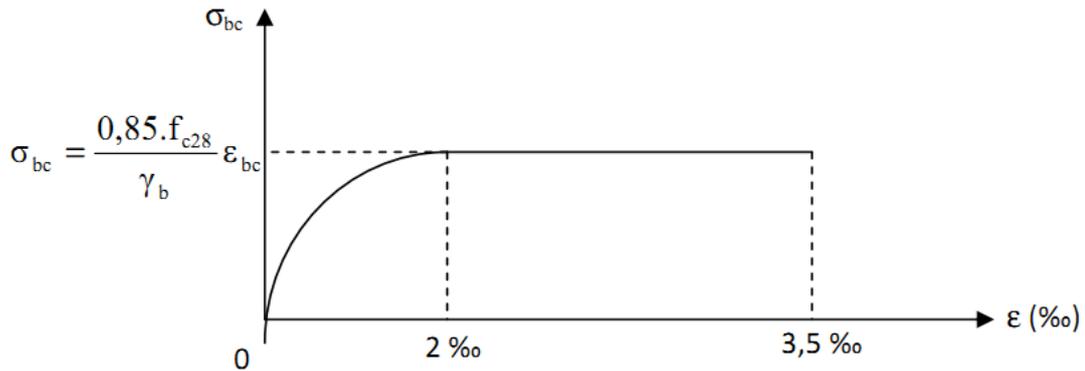


Figure I.3 Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton à l'ELU.

▪ Les Etats Limites de Service (E.L.S)

Ils correspondent aux états au-delà desquels les critères d'exploitation spécifiés ne sont plus satisfaits.

Les déformations nécessaires pour atteindre l'E.L.S sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte donc la loi de **Hook** d'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'E.L.S.

Pour des charges de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $U = 0,2$: la résistance mécanique du béton tendu est négligée (art-4.5.1, BAEL91). De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égal à 1/15 de celle de l'acier ($E_b = 13333$ MPa)

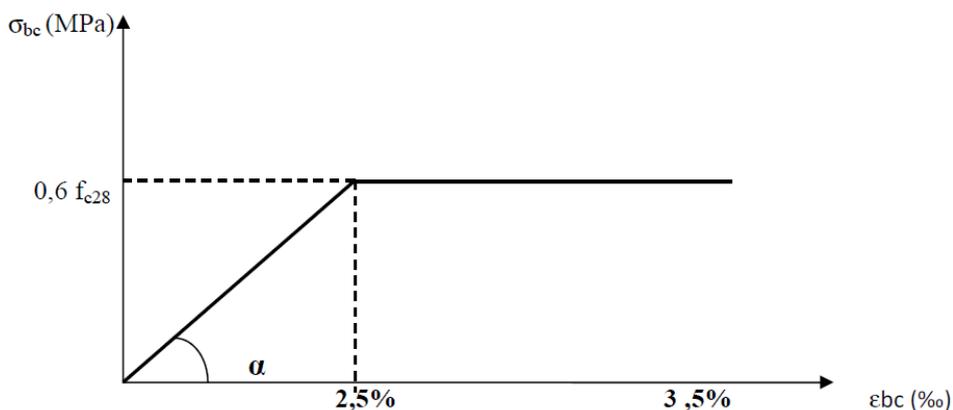


Figure I.4 Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton à l'ELS.

10. Poids volumique du béton

On distingue de type de poids volumique :

- 2300 à 2400 daN/m³ s'il n'est pas armé,
- 2500 daN/m³ s'il est armé.

I.6 ACIER

Les aciers sont des alliages de fer et de carbone, d'un pourcentage entre 0,08% et 1,67% respectivement. Ils présentent une très bonne résistance à la traction et aussi à la compression. Leur rôle est de reprendre les efforts qui ne peuvent pas être repris par le béton. Il est caractérisé par sa limite d'élasticité et son module d'élasticité.

I.6.1 Types d'aciers

On distingue 4 types d'aciers pour armatures :

- **Les aciers doux** : ils ont une valeur caractéristique de la limite élastique garantie de 125 à 235 MPa, ce sont les ronds lisses.
- **Les aciers durs, type I** : ils ont une limite d'élasticité garantie de 400MPa et un allongement à la rupture de 14%, ce sont les aciers à haute adhérence de type I.
- **Les aciers durs, type II** : ils ont une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 12%, ce sont les aciers à haute adhérence de type II.

Les aciers fortement écrouis : ils ont une limite d'élasticité garantie de **500** MPa et un allongement à la rupture de 8%, ces aciers sont utilisés pour fabriquer les treillis soudés et les fils sur bobines.

Tableau I.1 Valeurs des contraintes admissibles de l'acier

Barres lisses	∅	
Nuance FeE	215	235
Limite d'élasticité f_e (MPa)	215	235
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	330	410
Allongement de rupture	22%	25%
Barres à haute adhérence	HA	
Nuance FeE	400	500
Limite d'élasticité f_e (MPa)	400	500
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	480	550
Allongement de rupture	14%	12%
Treillis soudés	TS	
Nuance FeE	500	
Limite d'élasticité f_e (MPa)	500	
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	550	
Allongement de rupture	8%	

I.6.2 Contrainte limite dans les aciers

1. Contrainte limite ultime

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ (art 2.2.1 BAEL 91)}$$

Avec γ_s : coefficient de sécurité qui est donné par :

- $\gamma_s = 1,15$ pour les situations durables.
- $\gamma_s = 1,0$ pour les situations accidentelles.

α) Pour les aciers H.A, $f_e = 400$ MPa

$$\text{➤ } \gamma_s = 1,15 \quad \Longrightarrow \quad \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{➤ } \gamma_s = 1,0 \quad \Longrightarrow \quad \sigma_s = \frac{400}{1,0} = 400 \text{ MPa}$$

β) Pour les aciers R.L, $f_e = 235$ MPa

$$\text{➤ } \gamma_s = 1,15 \quad \Longrightarrow \quad \sigma_s = \frac{235}{1,15} = 204 \text{ MPa}$$

$$\text{➤ } \gamma_s = 1,0 \quad \Longrightarrow \quad \sigma_s = \frac{235}{1,0} = 235 \text{ MPa}$$

γ) Pour les aciers soudés, $f_e = 520$ MPa

$$\text{➤ } \gamma_s = 1,15 \quad \Longrightarrow \quad \sigma_s = \frac{520}{1,15} = 452,17 \text{ MPa}$$

$$\text{➤ } \gamma_s = 1,0 \quad \Longrightarrow \quad \sigma_s = \frac{520}{1,0} = 520 \text{ MPa}$$

2. Contrainte limite de service

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures (risque corrosion des armatures) on est amenée à limiter les contraintes dans les armatures tendues.

On peut distinguer trois types de fissuration :

- *Fissuration peu nuisible*

Cas des éléments intérieurs, la contrainte n'est soumise à aucune limitation.

- *Fissuration préjudiciable*

Cas des éléments exposés aux intempéries :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) \text{ (Art.A.4.5.32 BAEL 91).}$$

- *Fissuration très préjudiciable*

Milieu fortement agressif. Dans ce cas, on note :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta \cdot f_{28}}\right)$$

La valeur de $\bar{\sigma}_{st}$, obtenue pour $f_{28} = 2,1$ MPa et $\eta = 1,6$, est :

$$\sigma_{st} = 164,97 \text{ MPa, pour les HA.}$$

3. Notion d'états limites

Conformément aux règles de BAEL 91 deux catégories d'états limites sont distinguées à savoir :

a) *L'état limite ultime (ELU)*

A l'état limites ultime on doit satisfaire les critères suivants :

- Equilibre statique de l'ouvrage,
- La résistance de l'un des matériaux utilisés,
- Stabilité de forme (par de flambement).

b) *L'état limite de service (ELS)*

Les vérifications dans le cas de l'état limite de service portent sur :

- La contrainte maximale du béton à la compression,
- La fissuration du béton,
- La déformation des éléments.

c) *Règlements utilisés*

Les calculs seront faits conformément aux règles BAEL 91 et RPA.

4. Diagramme contraintes déformations de l'acier

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utilisons le diagramme simplifié suivant :

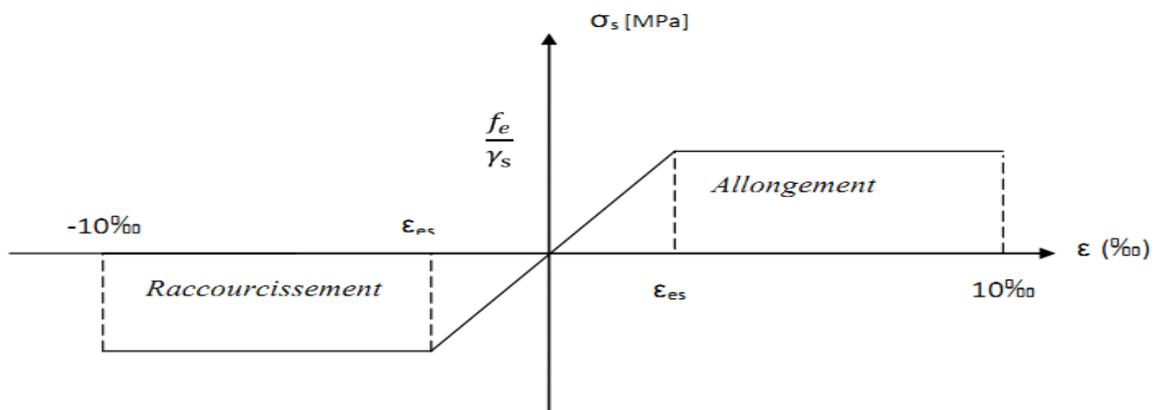


Figure I.4 Diagramme contraintes déformations de l'acier.

5. Protection des armatures (BAEL 91 mod 99 Art A.7.2.4)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets des intempéries et autres agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5 \text{ cm}$ pour les éléments exposés à la mer , aux brouillards salins , ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives
- $C \geq 3 \text{ cm}$ pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations)
- $C \geq 1 \text{ cm}$ pour les parois situés dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations.

Dans notre structure on prend un enrobage : $c = 3 \text{ cm}$.

I.7 CARACTERISTIQUE MECANIQUE DE SOLS

Le bâtiment sera implanté sur un sol meuble, d'une bonne capacité portante. La contrainte admissible est : $\sigma_{sol} = 2bars$.

I.7.1 Contrainte tangente conventionnelle

Elle est donnée par la formule suivante :

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

Avec : V_u : effort tranchant de la section étudiée (calculé à l'ELU).
 b_0 : valeur de largeur de la section cisailée.
 d : valeurs de la hauteur utile.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Fissuration peu nuisible $\tau_u \leq \min (0,13f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable $\tau_u \leq \min (0,10f_{c28} ; 3 \text{ MPa})$.

Chapitre II

PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

II.1 INTRODUCTION

Le pré dimensionnement des éléments consiste à définir les d'une manière général les différentes dimensions de la structure on se basant sur les règles RPA99 version 2003.

II.2 LES PLANCHER EN CORPS CREUX :

La hauteur des planchers a corps creux de notre bâtiment en tenant compte de la description du chapitre I sera donné par la loi suivante :

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

Avec :

H_t : épaisseur de la dalle

L_{max} : porté libre maximale de la plus grande travée dans le sens poutrelles.

D'après le RPA99 version 2003 dans la zone sismique IIa, dans les 1^{er} temps on prend la section des poteaux **25 x 25 cm²**

Dans notre cas on a :

$$L_{max} = 370 - 25 \text{ cm.}$$

$$L_{max} = 345 \text{ cm}$$

On aura donc :

$$H_t \geq 345 / 22.5 \text{ ce qui nous donne } H_t \geq \mathbf{15.33 \text{ cm}}$$

On prend $H_t = \mathbf{20 \text{ cm}}$.

On adoptera une hauteur normalisée de $H_t = \mathbf{20 \text{ cm}}$, soit un plancher (**16+4** en cm), dont **16** cm qui est la hauteur du corps creux et 4 cm celle de la table de compression.

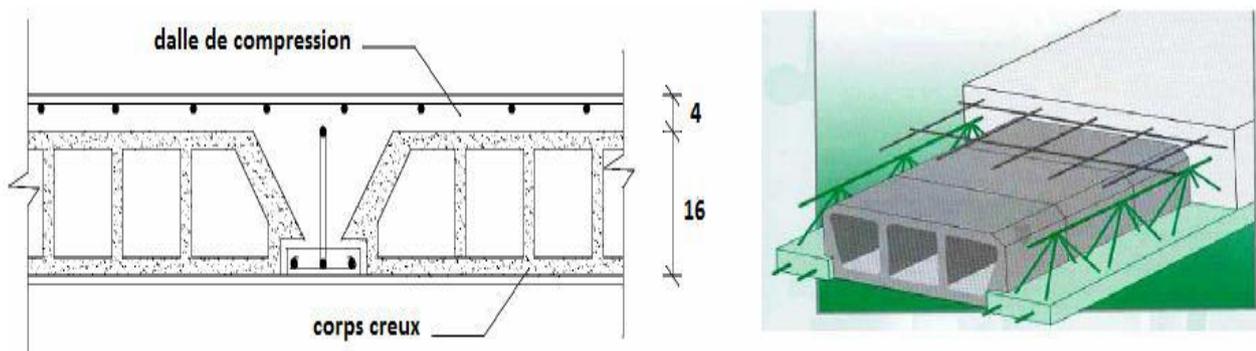


Figure II.1 Schéma descriptif d'un plancher en corps creux

II.3 LA DALLE PLEINE

L'épaisseur de la dalle pleine (qui repose sur quatre appuis) pour la salle des machines de l'ascenseur est donnée par la formule suivante :

$$E_p \geq \frac{L_x}{30}, \quad \text{avec } E_p : \text{épaisseur de la dalle.}$$

L_x : petite portée du panneau.

On aura donc :

$$E_p \geq 285/30 \text{ ce qui nous donne } E_p=9.5 \text{ cm.}$$

Vue l'importance des charges qu'elle va reprendre, par mesure de sécurité, on prend : $E_p=15 \text{ cm.}$

II.4 LES POUTRES

Pour la poutre principale, les dimensions doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

- $L/15 \leq H_t \leq L/10$
- $0.4 \cdot H_t \leq b \leq 0.7 \cdot H_t$.

Ainsi qu'en zone IIa on doit respecter les trois conditions imposées par le RPA99.Art 7.5.1 tel que :

- Largeur : $b \geq 20 \text{ cm}$
- Hauteur : $h \geq 30 \text{ cm}$
- Le rapport : $h/b \leq 4$.

II.4.1 Poutres principales

Dans un premier temps on suppose des poteaux de dimensions $25 \times 25 \text{ cm}^2$.

$$L_{\max} = 415 - 25 = 390 \text{ cm.}$$

- **Hauteur de la poutre**

$$390/15 \leq h \leq 390/10 \text{ (cm)}$$

$$26 \leq h \leq 39 \text{ (cm)}$$

On adoptera donc : $H = 40 \text{ cm}$

- **Largeur de la poutre**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \text{ (cm)}$$

$$16 \leq b \leq 28 \text{ (cm)}$$

On adoptera donc : $b = 30 \text{ cm}$

Pour des raisons architecturales, dans le but d'éviter les arêtes, ainsi la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amenée à adopter la valeur de $b = 30 \text{ cm}$, légèrement supérieure à sa fourchette. Par rapport aux exigences de RPA99 version 2003 on constate qu'elles sont toutes vérifiées.

II.4.2 Poutre secondaire

Pour les poutres secondaires, les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $L/20 \leq h \leq L/10$
- $0.4 \cdot h \leq b \leq 0.7 \cdot h$

$L = 370 - 25 = 345$ cm.

- **Hauteur de la poutre**

$$345/20 \leq h \leq 345/10$$

$$17.25 \leq h \leq 34.5 \quad (\text{cm})$$

On adoptera donc $H = 35$ cm

- **Largeur de la poutre**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$14 \leq b \leq 24.5 \quad (\text{cm})$$

Pour des raisons architecturales dans le but d'éviter les arêtes, ainsi la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amenée à adopter la valeur de $b=25$ cm, légèrement supérieure à sa fourchette. Par rapport aux exigences de RPA99 version 2003 on constate qu'elles sont toutes vérifiées.

Conclusion :

Les sections adoptées pour les poutres sont comme suit :

- Les poutres principales : 40×30 cm²
- Les poutres secondaires : 35×30 cm²

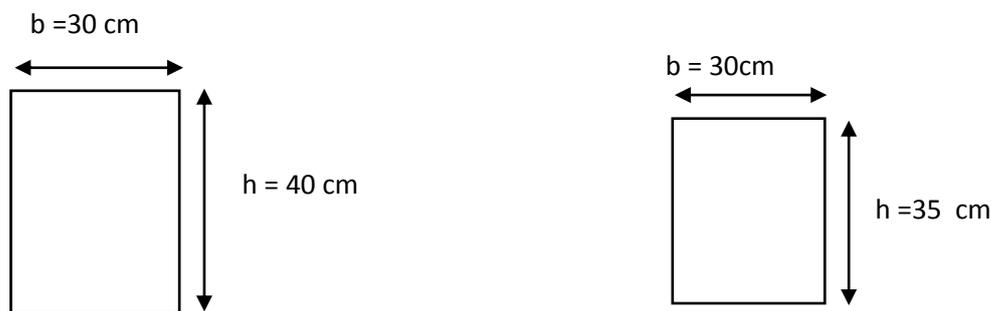


Figure II.2 Dimensionnement des poutres

II.5 LES VOILES

Selon le RPA 99 version 2003, Art 7.7.1 : sont considérés comme voiles, les éléments satisfaisant la condition suivante : $L \geq 4 E_p$

Avec :

- E_p : épaisseur du voile
- L : porté min des voiles

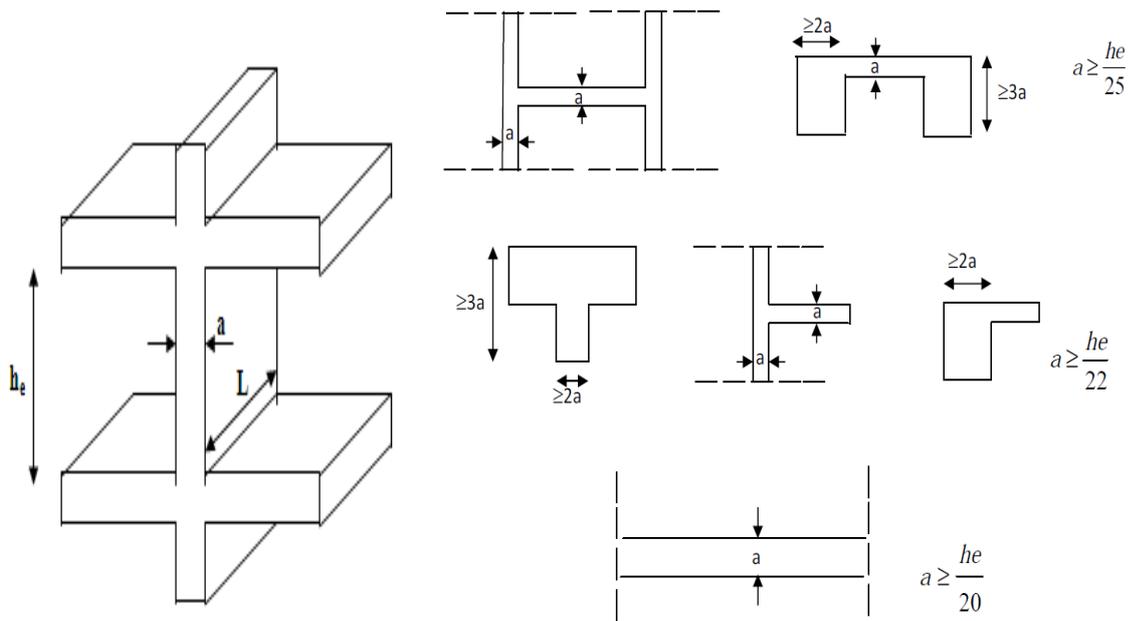


Figure II.3 Coupe de voiles en plan

Dans notre ouvrage on possède deux types de voile. En se basant sur les règles parasismiques algériennes RPA :

- 1) Voile encastré des deux extrémités vers les poteaux : —
- 2) Voile encastré d'un seul côté : —

$$H_e = \max(h_i) \quad \text{avec} \quad h_i : \text{hauteur des étages.}$$

$$H_{\max} = 5.1 \text{ m} \quad \text{donc} \quad h_e = 510 - 20 = 490 \text{ cm.}$$

Type (1) :

- —

On prend $a = 20 \text{ cm}$.

Type (2) :

- —

On prend $a_2 = 25 \text{ cm}$.

Pour la longueur : $L_{\min} > 4 E_p$ on a : $285 \text{ cm} > 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$, condition vérifiée.

Pour 2^{ème} type : $120 \text{ cm} > 4 \times 22 = 88 \text{ cm}$, condition vérifiée.

II.6 LES POTEAUX

Les poteaux seront pré-dimensionnés à l'état limite de service en compression simple, tout en supposant que c'est le béton seul qui reprend l'effort normal N_s .

L'effort normal N_s sera déterminé une fois que le poteau le plus sollicité soit repéré avec la descente de charges, en tenant compte de la proposition des plans d'architecture et des limites imposées par le RPA 99 modifié 2003.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec } S : \text{ section du poteau, et } N_s = G + Q$$

Nous avons : N_s : Effort normal de compression à la base du poteau.

S : section transversale du poteau.

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

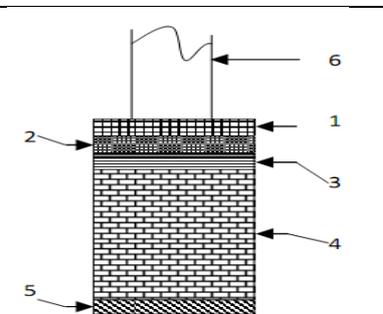
$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de compression du béton, donnée par :

$\bar{\sigma}$

II.6.1 Détermination des charges et surcharge

Figure II.4 Tableau des charges permanentes (G), étage courant

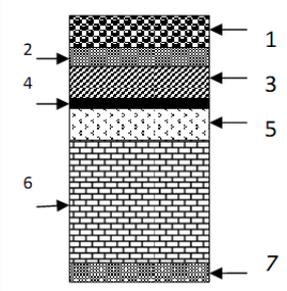
N°	Désignation de l'élément	E_p en cm	Contrainte (KN/m ² /cm)	le poids (KN/m ²)
1	Revêtement de carrelage	2	0.22	0.44
2	Mortier de pose	2	0.22	0.44
3	Couche de sable	3	0.17	0.51
4	Planchers en corps creux	20	/	2.8
5	Cloison de séparation	10	/	0.9
6	Enduit de plâtre	2	0.1	0.2
G				5.29



Coupe verticale plancher étage courant

Figure II.5 Tableau des charges permanentes (G), plancher terrasse

N°	Désignation de l'élément	E_p en cm	Contrainte (KN/m ² /cm)	Le poids (KN/m ²)
1	couche de gravillon	4	0.2	0.8
2	Etanchéité multicouche	2	0.12	0.24
3	Isolation thermique	2	0.8	0.16
4	Feuille papier kraft	0.5	0.02	0.01
5	Forme de pente	7	0.24	1.68
6	Plancher corps creux	16+4	/	2.8
7	Enduit de plâtre	2	0.1	0.2
G				5.89



Coupe verticale plancher terrasse

Figure II.5 Tableau des charges permanentes (G) du mur extérieur.

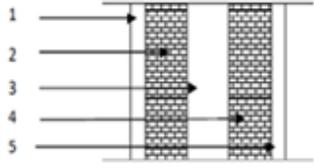
N°	Désignation de l'élément	Ep en cm	Contrainte (KN/m ² /cm)	le poids (KN /m ²)	 Coupe verticale du mur extérieur
1	Enduit ciment	2	0.22	0.44	
2	Brique creuse	10	/	1.2	
3	Lame d'air	5	/	0.00	
4	Brique creuse	10	/	1.2	
5	Enduit plâtre	2	0.05	0.1	
			G	2.94	

Figure II.6 Tableau des charges permanentes (G) du mur intérieur.

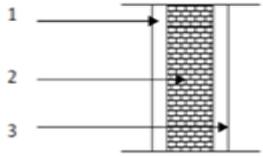
N°	Désignation de l'élément	Ep en cm	Contrainte (KN/m ² /cm)	le poids (KN /m ²)	 Coupe verticale du mur intérieure
1	Enduit plâtre	2	0.05	0.1	
2	Brique creuse	10	/	1.2	
3	Enduit plâtre	2	0.05	0.1	
			G	1.4	

Figure II.7 Tableau des surcharges d'exploitation (Q) des éléments.

Élément	Surcharges (KN/ml)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher commercial (bureau)	2.5
Balcons	3.5
Escalier	2.5
Acrotère	1

II.6.2 Descente de charges

La descente des charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon général les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile), appelées surfaces d'influence.

1. calcul de l'effort normal

Le poteau le plus sollicité dans notre structure est le poteau **B3**.

Surface d'influence revenant au poteau :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S = (195 \times 172.5) + (152.5 \times 172.5) + (195 \times 172.5) + (152.5 \times 172.5)$$

$$S = 119887.5 \text{ cm}^2, \text{ ce qui implique : } S = \mathbf{11.98875 \text{ m}^2}$$

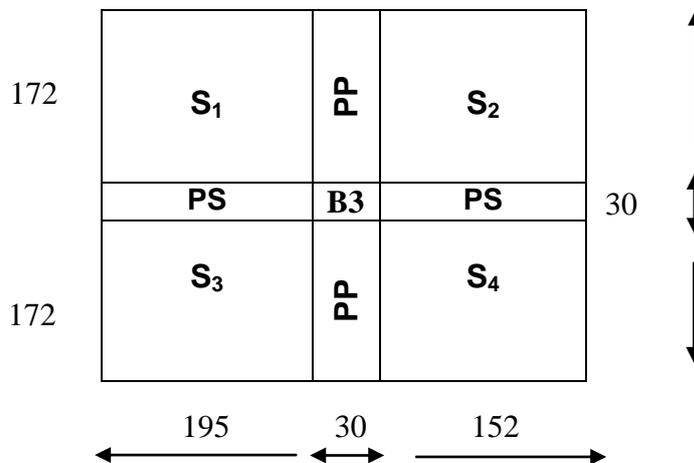


Figure II.8 Surface d'influence du poteau « b3 »

2. Charge permanentes

a) Poutres principales

$$G_{pp} = 0.30 \times 0.4 \times 3.475 \times 25 = 10.43 \text{ KN}$$

b) Poutres secondaires

$$G_{ps} = 0.25 \times 0.35 \times 3.45 \times 25 = 7.55 \text{ KN}$$

D'où le poids des poutres est de :

$$G_p = G_{pp} + G_{ps} = 17.98 \text{ KN}$$

c) poids des planchers

- Plancher terrasse : $G_{pt} = 11.98875 \times 5.89 = 70.613 \text{ KN}$
- Plancher d'étage courant : $G_{pe} = 11.98875 \times 5.29 = 63.42 \text{ KN}$

d) poids des poteaux

Poteaux des étages courants de 1 à 8 : $G_{pe} = 0.3 \times 0.3 \times 3.06 \times 25 = 6.89 \text{ KN}$

Poteau de RDC : $G_{p(RDC)} = 0.35 \times 0.3 \times 5.10 \times 25 = 13.38 \text{ KN}$

3. Surcharge d'exploitation

- Plancher terrasse : $Q_{pt} = 11.98875 \times 1.00 = 11.9885 \text{ KN}$
- Plancher d'étage courant : $Q_{pe} = 11.98875 \times 1.5 = 17.98 \text{ KN}$
- Plancher d'étage commercial : $Q_{pc} = 11.98875 \times 2.5 = 29.97 \text{ KN}$

II.6.3 La loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux et où les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes pour les bâtiments à usage habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur leur niveau. Le nombre minimum de niveau pour tenir compte de la loi de dégression de surcharge est de 5 étages ou plus, ce qui est le cas de notre ouvrage.

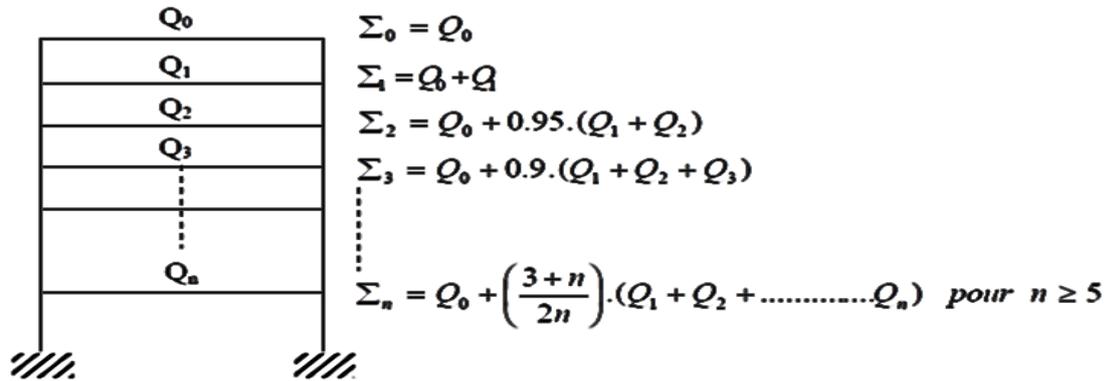


Figure II.7 Tableau coefficient de dégression de surcharge

Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
Coefficient	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.714	0.688	0.667	0.65

$Q_{\text{terrasse}} = Q_0 = 11.98 \text{ KN}$

$Q_9 = Q_0 + Q_1 = 29.97 \text{ KN}$

$Q_8 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 46.15 \text{ KN}$

$Q_7 = Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 60.54 \text{ KN}$

$Q_6 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 73.13 \text{ KN}$

$Q_5 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 83.92 \text{ KN}$

$Q_4 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 92.91 \text{ KN}$

$Q_3 = Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 101.87 \text{ KN}$

$Q_2 = Q_0 + 0.688 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 110.96 \text{ KN}$

$Q_1 = Q_0 + 0.667 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 127.93 \text{ KN}$

Figure II.8 Tableau récapitulatif de la descente des charges

NIVEAU	Charges permanente (KN)					Charges d'exploitation en KN		Effort normaux (kN)	Section des poteaux (cm ²)	
	Poids			G	G cumulée	Q	Q cumulée	N = G _c + Q _c	/ $\bar{\sigma}_{bc}$	S Adoptées
	planchers	poutres	poteaux							
9	70.61	17.98	0.00	88.59	88.59	11.98	11.98	100.57	67.04	30x30
8	63.42	17.98	6.89	88.29	176.88	17.98	29.96	206.84	137.89	30x30
7	63.42	17.98	6.89	88.29	265.17	17.98	47.94	313.11	208.74	30x30
6	63.42	17.98	6.89	88.29	353.46	17.98	65.92	419.38	279.58	30x30
5	63.42	17.98	6.89	88.29	441.75	17.98	83.9	525.65	350.43	35x35
4	63.42	17.98	6.89	88.29	530.04	17.98	101.88	631.92	421.28	35x35
3	63.42	17.98	6.89	88.29	618.33	17.98	119.86	738.19	492.12	35x35
2	63.42	17.98	6.89	88.29	706.62	17.98	137.84	844.46	562.97	35x35
1	63.42	17.98	6.89	88.29	794.91	17.98	155.82	950.73	633.92	40x40
RDC	63.42	17.98	13.38	94.78	889.69	29.97	185.79	1075.48	716.98	40x40

II.7 VERIFICATIONS RELATIVES AUX EXIGENCES DU RPA 99 VERSION 2003 ART 7.4.1

II.7.1 Vérification des sections des poteaux

Min (b ; h) = 30 cm \geq 25cm, vérifié

Min (b ; h) \geq He/20 ce qui implique : 30 \geq 286/20

On obtient :

30 \geq 14.3 (cm), vérifié

$\frac{1}{4} \leq b/h \leq 4$ ce qui implique que : $\frac{1}{4} \leq 1 \leq 4$ vérifié.

II.7.2 Vérification des poteaux au flambement

Selon le RPA, les poteaux résistent au flambement s'ils répondent à la condition suivante :

$$\lambda = L_f / i \leq 50$$

λ : Elancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement ($L_f = 0,7 \times l_0$).

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{A}}$).

I : Moment d'inertie du poteau $bh^3/12 = hb^3/12$ (notre cas $h=b$).

B : Section transversale du poteau ($B = h.b$).

h_e : Hauteur libre du poteau.

Finalemment : $\lambda = \frac{h_e}{i} = \frac{h_e}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{h_e}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{hb}}} = \frac{h_e}{\sqrt{\frac{h^2}{12}}} = \frac{h_e}{\frac{h}{\sqrt{12}}} = \frac{h_e \sqrt{12}}{h}$

Niveau	6 ^{ème} au 9 ^{ème}	3 ^{ème} au 5 ^{ème}	RDC	service
hauteur	3.06	3.06	5.10	3.06
Section des poteaux (cm ²)	30x30	35x35	40x40	40x40
λ	21.86	14.65	28.73	16.39

Conclusion : $\lambda < 50$ pour tous les niveaux donc y n'a pas de risque de flambement.

Chapitre III

CALCUL DES ELEMENTS

III.1 INTRODUCTION

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structures qui peuvent être étudié isolement sous l'effet des seules charges qu'ils leurs reviennent. Le calcul se fera conformément aux règles BAEL 91 modifier 99.

III.2 ACROTÈRE

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran, évitant toute chute. Il est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de plancher terrasse soumis à un effort normal «N» du à son poids propre et un effort latéral «Q» du à la main courante, provoquant un moment de renversement au niveau de la section d'encastrement.

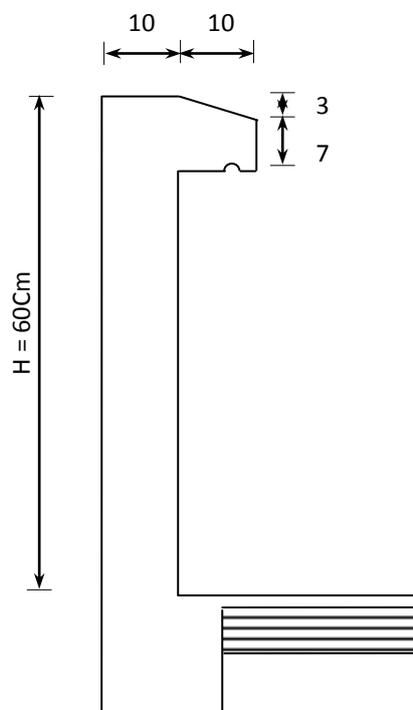


Figure III.1 Coupe verticale de l'acrotère

1. Schémas statiques

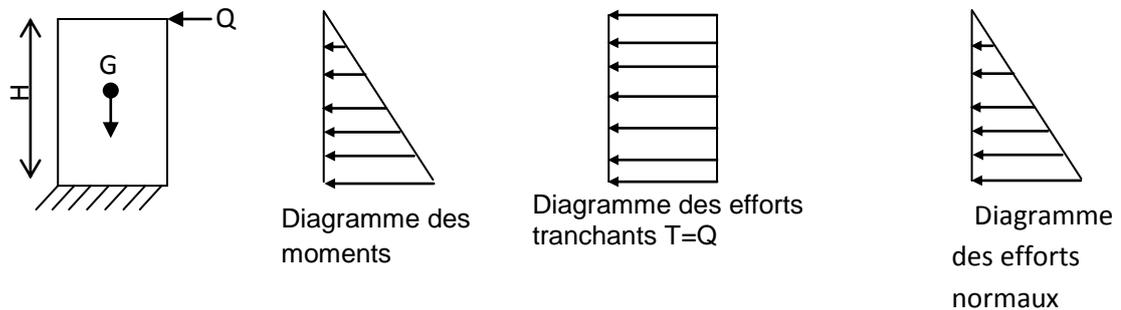


Figure : III.2 Schémas statiques de l'acrotère.

2. Les sollicitations

Calcul du poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho \cdot S \cdot 1m$$

Avec : ρ c'est la masse volumique du béton armée.

$$\rho = 25 [KN/m^3].$$

S : c'est la section transversale de l'acrotère.

$$S = 0,0685 [m^2].$$

$$G = 25 \times 0,0685 = 1,7125 \text{ KN/ml.}$$

- Surcharge dû à la poussée latérale Q : $Q = 1 \text{ KN/ml.}$
- Effort normal du au poids propre : $N_G = G \times 1 = 1,7125 \text{ KN.}$
- Effort normal du à la surcharge Q : $N_Q = 0$
- Moment de renversement du à Q : $M_Q = Q \cdot h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$
- Moment de renversement du à G : $M_G = 0$

III.2.1 Combinaison de charges

1. ELU :

- Effort normal de compression : $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,7125 = 2,312 \text{ KN}$
- Effort tranchant : $T_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$
- Moment de renversement : $M_u = Q \times H = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$

2. ELS :

- Effort normal de compression : $N_s = 1 \times G = 1 \times 1,7125 = 1,7125 \text{ KN}$
- Effort tranchant : $T_s = 1 \times Q = 1 \times 1 = 1 \text{ KN}$
- Moment fléchissant : $M_s = Q \times H = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$

3. Ferrailage

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur $h = 10 \text{ cm}$ et de largeur $b = 100 \text{ cm}$, soumise à un effort normal N et un moment de renversement M .

Remarque : on a pris $b = 1 \text{ m}$ pour aboutir à des résultats en mètre linéaire.

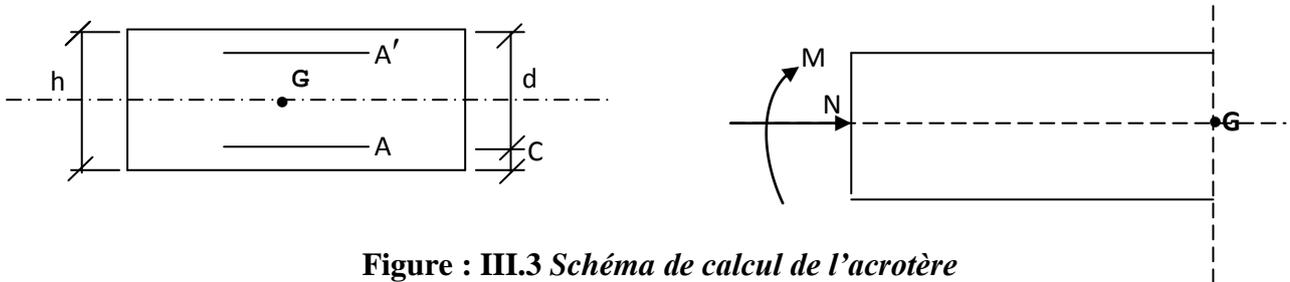


Figure : III.3 Schéma de calcul de l'acrotère

H : épaisseur de la section avec $h = 10 \text{ cm}$

c et c' est l'enrobage (la distance entre centre de gravité de l'acier et la section extrême du béton) avec $c = c' = 3 \text{ cm}$

$d = h - c$: hauteur utile $d = 7 \text{ cm}$

M : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

III.2.2 Calcul des armatures a l'ELU

1) position du centre de pression :

$$(H/2) - c = (10/2) - 3 = 5 - 3 = 2 \text{ cm} \quad \text{implique : } e$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f puis en flexion composée ou la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculé.

2) calcul en flexion simple :

Moment réduit :

En déduire que c'est une S.S.A (section simplement armée) avec $\beta = 0.989$.

On entame le calcul des armatures fictifs sous le moment fictif calculé :

Avec :

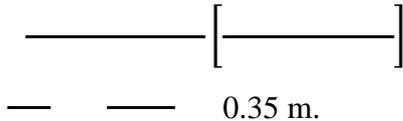
3) calcul en flexion composée des armatures réelles :

III.2.3 Vérification à l'ELU :

▪ Condition de non fragilité (art / A.4.2.1 BAEL):

Un élément est considéré non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de la 1^{er} fissuration de la section droite

▪ Armatures principales :



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

$$A_{\min} = 0.797 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera A_{\min} .

$$A_{\min} > A_s \quad \text{ce qui fait que : } 0.797 > 0.392$$

Donc on prend $A = 0.797 \text{ cm}^2$

Soit : $A_s = 4\text{HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$ espacement : $St = 100/4 = 25 \text{ cm}$

▪ Armatures de répartitions :

$$A_r = A_s/4 = 2.01/4 = 0.5 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 3 \text{ HA } 8 = 1.51 \quad \text{avec un espacement de } 20 \text{ cm.}$$

a) Vérification au cisaillement : (BAEL 91 Art A5.1.1) :

Nous avons une fissuration préjudiciable :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{f_{t28}}{2} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \min \left\{ \frac{f_{t28}}{2} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa.}$$

On remarque que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

La condition est vérifiée donc on n'aura pas besoin d'armature transversal.

b) Vérification de l'adhérence des barres : (BAEL 99/ Art A. 6.1.1.3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement $\Psi_s = 1,5$ MPa (Acier de haute adhérence).
 $\bar{\tau}$ MPa.

$$\frac{\Sigma U}{4\bar{\tau}_s}$$

Avec ΣU_i : Somme des périmètres utile des barres.

2.37 MPa < 3.15 MPa condition vérifiée.

Donc n'y aura pas de risque d'entraînement des barres.

Longueur de scellement droit : (BAEL 91 1.2.2)

$L_s = 40\phi = 40 \times 0.8 = 32$ cm.

On a aussi :

Avec : $\frac{\Sigma U}{4\bar{\tau}_s}$

On obtient donc :

$$\frac{\Sigma U}{4\bar{\tau}_s} = 32 \text{ cm.}$$

Donc on prend la longueur d'ancrage selon la loi du BAEL $L_s = 32$ cm.

III.2.4 Calcul des armatures à l'ELS

La fissuration étant préjudiciable, on doit calculer les sections d'acier, car on risque d'obtenir une section plus importante que celle calculée à l'ELU.

On doit vérifier les conditions suivantes :

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

- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte dans le béton comprimé.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limitée dans le béton comprimé.
- $\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans les aciers tendus.

1. Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N}$$

2. Vérification des contraintes dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} y$$

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} y$

D'où $\sigma_{st} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} y$

$$\bar{\sigma} = \min \left[-f_e ; \max \left(0,5f_e ; 110\sqrt{f_e} \right) \right]$$

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

$$\sigma_{st} = 46,65 < 201,63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3. Vérification des contraintes dans le béton:

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k}$$

$$\text{On a: } \rho_1 = 0,287 \Rightarrow \beta = 0,914 \Rightarrow K = 0,023$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,023 \times 46,65 = 1,07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.07 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

4. Vérification au séisme :

Pour assurer la résistance de l'acrotère à l'action des forces horizontales, « Fp » doit être inférieur ou égale à l'action de la main courante « Q ».

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \quad (\text{RPA99 version 2003}).$$

- A : Coefficient d'accélération pour la zone et le groupe d'usage appropriés.
- Cp : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8.
- Wp : Poids propre de l'acrotère.

Dans notre cas, on a : A = 0,15 (zone IIa, groupe d'usage 2)

- Cp = 0,8
- Wp = 1,70 KN

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,7125 = 0,822 \text{ KN/ml} < 1 \text{ KN/ml} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion: La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

Donc on réalisera le ferrailage adopté à l'ELU du moment qu'il est justifié à l'ELS.

- Armatures principales $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec st=25cm.
- Armatures de répartitions $3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2$ avec st=20 cm.

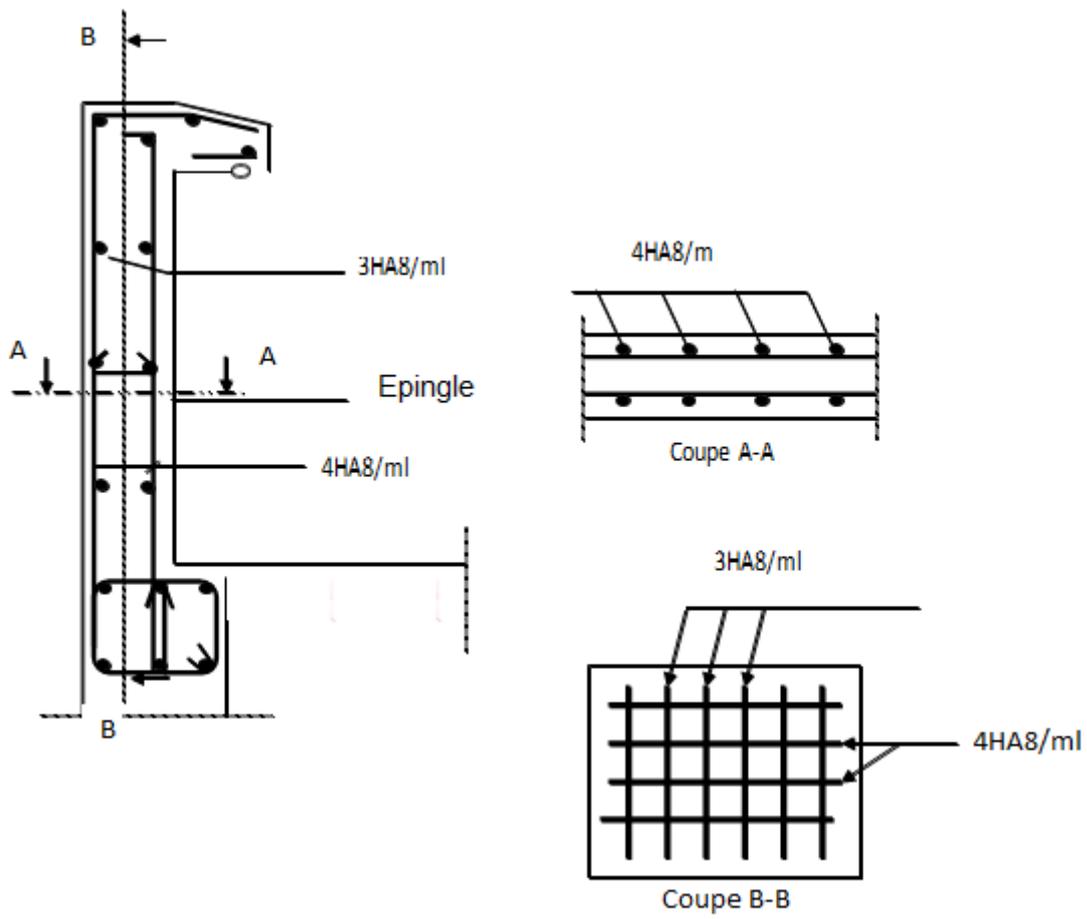


Figure : III.4 Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3 ETUDE DE LA SALLE MACHINE :

Vu le nombre de niveaux que comporte notre structure (9 niveaux), et une hauteur de 30,6m ; un ascenseur a été prévu pour faciliter la circulation verticale entre les niveaux, munie d'une dalle pleine de dimensions $(2,00 \times 1,60) = 3,2 \text{ m}^2$ reposant sur quatre (04) cotés. La vitesse d'entraînement est de $(v = 1 \text{ m/s})$, la charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes.

L'épaisseur de la dalle est de 15cm (voir chapitre II)

III.3.1 Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle $(U \times V)$, (surface d'impact) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

1. Dimensionnement

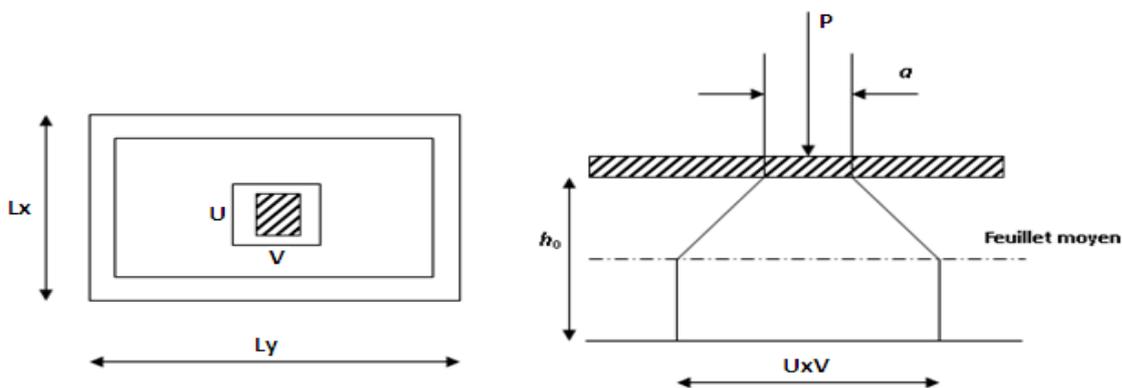


Figure : III.5 Diffusion de charge dans le feuillet moyen de la dalle de la salle machine.

— — — \Rightarrow La dalle travaille dans les deux sens
 $0.4 \leq \rho = 0.88 \leq 1$

$$U = U_0 + 2\xi e + h_t$$

$$V = V_0 + 2\xi e + h_t$$

Avec :

h = épaisseur de la dalle ($h_0 = 15\text{cm}$)

e = épaisseur du revêtement ($e = 5 \text{ cm}$)

Le coefficient ξ dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton : $\xi = 1.0$

$(U \times V)$: surface d'impact au niveau du feuillet moyen.

($U_0 \times V_0$): coté du rectangle dans lequel la charge est centrée ($u_0 = v_0 = 80 \text{ cm}$)

D'où :

$$U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

2. Détermination des sollicitations :

a) A l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5Q$

$$P_u = 1.35 P$$

Avec :

$$G = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05 = 4.85 \text{ KN/m}^2 \text{ (poids propre de la dalle)}$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \text{ (surcharge d'exploitation)}$$

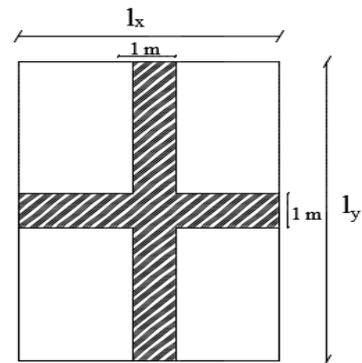
$$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.048 \text{ KN/ml (Charge uniformément répartie sur une bande de 1m)}$$

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121,5 \text{ KN (charge concentrée dus au système de levage)}$$

b) A l'ELS :

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P = 90 \text{ KN}$$



3. Calcul des moments :

a) moment dû au système de levage :

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau.

$$M_x = P (M_1 + \nu \cdot M_2)$$

$$M_y = P (M_2 + \nu \cdot M_1)$$

Avec : M_1 et M_2 : coefficients données par les tables de PIGEAUD en fonction de ρ est selon les rapports U/L_x et V/L_y .

ν : Coefficient de poisson $\nu = 0$ à l'ELU

$\nu = 0.2$ à l'ELS

$$\rho = 0.8$$

$$\frac{u}{L_x} = \frac{105}{160} = 0.66 \quad \text{Après interpolation} \quad M_1 = 0.0884$$

$$\frac{v}{L_y} = \frac{105}{200} = 0.525 \quad M_2 = 0.0625$$

$$M_{x1} = 121.5 (0.0884 + 0) = 10.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 121.5 (0.0625 + 0) = 7.59 \text{ KN.m}$$

b) moment du poids propre de la dalle pleine :

$$M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$\rho = 0.8$ du tableau on tire les valeurs :

$$u_x = 0.0565$$

$$u_y = 0.595$$

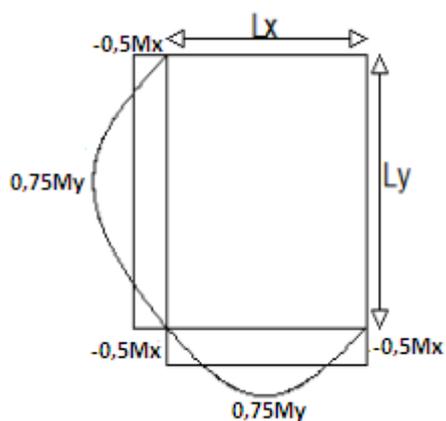
$$M_{x2} = 0.0565 \times 8.048 \times (1.6)^2 = 1.164 \text{ KN m}$$

$$M_{y2} = 0.595 \times 1.164 = 0.693 \text{ KN m}$$

c) superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.74 + 1.164 = 11.904 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.59 + 0.693 = 8.283 \text{ KN.m}$$

d) Correction des moments:

Les moments calculés seront corrigés en leurs affectant un coefficient de 0.75 en travée et de (-0.5) aux appuis.

- En travée :

$$M_x^t = 0.75 \times M_x = 8.92 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 \times M_y = 6.21 \text{ KN.m}$$

- Sur appuis :

$$M_x^a = -0.5 \times M_x = -5.952 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.5 \times M_y = -4.142 \text{ KN.m}$$

4. Ferrailage :

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1 m de largeur.

a) sens x-x :

• Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.952 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.028 \leq 0.392 \text{ C'est une SSA avec } \beta = 0.986.$$

$$A_{st}^a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5.952 \times 10^3}{0.986 \times 12 \times 348} = 1.45 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{st}^a = 4 \text{ HA8/ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$.

• En travées :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.92 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.044 \leq 0.392 \text{ C'est une SSA avec } \beta = 0.978.$$

$$A_{st}^a = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8.92 \times 10^3}{0.978 \times 12 \times 348} = 2.18 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{st}^a = 5 \text{ HA10/ml} = 3.92 \text{ cm}^2$ avec $St = 20 \text{ cm}$.

b) sens y-y :

• Aux appuis

$$\mu = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.142 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.020 \leq 0.392 \text{ C'est une SSA avec } \beta = 0.990.$$

$$A_{st}^a = \frac{M_y^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4.142 \times 10^3}{0.990 \times 12 \times 348} = 1.01 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{st}^a = 4 \text{ HA8/ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$.

• En travées :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.21 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.030 \leq 0.392 \text{ C'est une SSA avec } \beta = 0.985.$$

$$A_{st}^a = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6.21 \times 10^3}{0.985 \times 12 \times 348} = 1.51 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_{st}^a = 4 \text{ HA10/ml} = 3.14 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$.

III.3.2 Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :

$$A_{\min} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 20 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.652\text{cm}^2.$$

• **Sens x-x :**

$$\left. \begin{array}{l} A^{\min} = 0.625 \text{ cm}^2 \\ A_x^a = 2.01 \text{ cm}^2 \\ A_x^t = 3.92 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_x > A_x^{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sens y-y :**

$$\left. \begin{array}{l} A^{\min} = 0.625 \text{ cm}^2 \\ A_y^a = 2.01 \text{ cm}^2 \\ A_y^t = 3.14 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_y > A_y^{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les conditions de non fragilité sont vérifiées dans les deux sens.

b) Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91) :

On doit vérifier que : $\phi_{\max} \leq h_0/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$

$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm}$ **Condition vérifiée.**

c) Espacement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

Armatures // à l_x : $A_x // L_x : S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

Armatures // à l_y : $A_y // L_y : S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

d) Condition de non-poinçonnement :(Article A.5.2-4-2 du BAEL 91)

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$P_u \leq 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:

μ_c : Périmètre du contour de l'aire sur lequel agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420 \text{ cm} = 4.20 \text{ m.}$$

P_u : charge de calcul à l'état limite ultime.

$$P_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN.}$$

$$P_u = 121.5 < 0.045 \times 4.20 \times 0.15 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 472.5 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

e) Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de U : } T_{\max} = \frac{Pu}{2U+V} = \frac{121.5}{(2 \times 1.05) + 1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de V : } T_{\max} = \frac{Pu}{3U} = \frac{121.5}{3(1.05)} = 38.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bxd} = \frac{38.57}{1 \times 0.12} = 321.42 \text{ KN/m}^2 = 0.32 \text{ MPa} < \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ MPa.}$$

Condition vérifiée.

III.3.3 Vérification à l'ELS :

1. calcul des moments :

a) moment dû au système de levage :

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau :

$$M_{x1}^s = P_s (M_1 + v M_2)$$

$$M_{y1}^s = P_s (M_2 + v M_1)$$

Avec: $v=0.2$; $M_1 = 0.0884 \text{ KN.m}$; $M_2 = 0.0625 \text{ KN.m}$; $P_s = 90 \text{ KN}$

$$M_{x1}^s = 90(0.0884 + 0.2 \times 0.0625) = 9.081 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1}^s = 90(0.0625 + 0.2 \times 0.0884) = 7.216 \text{ KN.m}$$

b) moment dû au poids propre de la dalle pleine :

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Dans le sens } L_x : M_{x2}^s = \mu_x \times q_s \times (l_x)^2$$

$$\text{Dans le sens } L_y : M_{y2}^s = \mu_y \times M_{x2}^s$$

On a	$\rho = 0.8$		$\mu_x = 0.0632$
	$v = 0.2$	Du tableau	$\mu_y = 0.710$

$$M_{x2}^s = 0.0632 \times 5.85 \times (1.6)^2 = 0.946 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2}^s = 0.710 \times 0.946 = 0.672 \text{ KN.m}$$

c) superposition des moments :

$$M_x^s = M_{x1}^s + M_{x2}^s = 9.81 + 0.946 = 10.03 \text{ KN.m}$$

$$M_y^s = M_{y1}^s + M_{y2}^s = 7.216 + 0.672 = 7.888 \text{ KN.}$$

d) correction des moments :

- En travée :

$$M_x^t = 0.75 \times M_x = 7.52 \text{ KN. m}$$

$$M_y^t = 0.75 \times M_y = 5.92 \text{ KN.m}$$

- Sur appuis :

$$M_x^a = -0,5 \times M_x = -5,02 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,5 \times M_y = -3,94 \text{ KN.m}$$

2. Vérifications :

a) Vérification des contraintes dans le béton :(Article A.4.5-2 du BAEL91)

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

- La section est rectangulaire ;
- La nuance des aciers est de feE400 ;
- $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

- **Sens x-x :**

En travées :

$$\mu = \frac{M^{Stx}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.52 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.036 \text{ on tire } \alpha = 0.0459$$

$$\gamma = \frac{M_{txu}}{M_{txs}} = \frac{8.92}{7.52} = 1.18$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.18-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.34$$

$$\alpha = 0.0536 < 0.34$$

Condition vérifiée.

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M^{Sax}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.02 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.024 \text{ on tire } \alpha = 0.0304$$

$$\gamma = \frac{M_{axu}}{M_{axs}} = \frac{5,952}{5,02} = 1.18$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,18-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.34$$

$$\alpha = 0.0304 < 0.34$$

Condition vérifiée.

- **Sens y-y:**

En travées :

$$\mu = \frac{M^{Sty}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.92 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.028 \text{ on tire } \alpha = 0.0355$$

$$\gamma = \frac{M_{tyu}}{M_{tys}} = \frac{6.21}{5.92} = 1.05$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.05-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.28$$

$$\alpha = 0.0355 < 0.28$$

Condition vérifiée.

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M^{Say}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,94 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.018 \text{ on tire } \alpha = 0.0227$$

$$\gamma = \frac{M_{ay,u}}{M_{ay,s}} = \frac{4,142}{3,94} = 1.05$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,05-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.28$$

$$\alpha = 0.0227 < 0.28$$

Condition vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la contrainte de compression du béton n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire

c) Vérification au poinçonnement :

$$q_u \leq \frac{0,045 \times U_c \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Avec : } U_c = 2 \cdot (u+v) = 2 \times 2 \times 1.05 = 4.2\text{m}$$

$$q_u = 8.048 \text{ KN}$$

$$\frac{0.045 \times U_c \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 4.2 \times 25}{1,5} = 3150 \text{ KN}$$

$$Q_u = 8.048 \text{ KN} \leq 3150 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

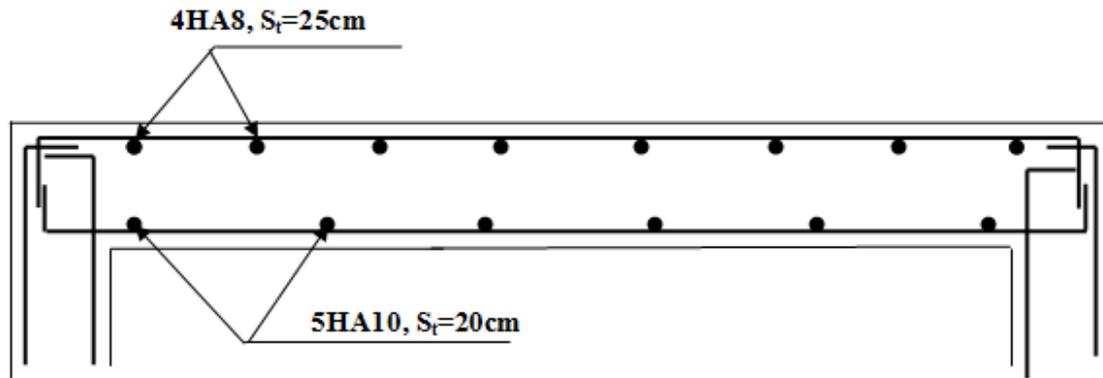


Figure : III.6 Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x.

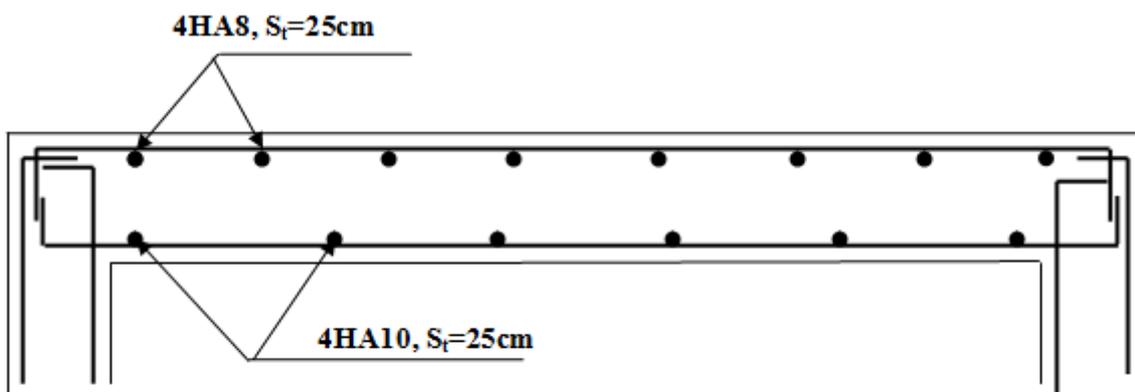


Figure : III.7 Plan de ferrailage de la salle machine suivant y-y.

III.4 ETUDE DES PLANCHERS A CORPS CREUX

Notre projet est constitué des planchers en corps creux, d'épaisseur (16+4) cm. Les corps Creux sont associés à des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux.

Les planchers à corps creux sont constitué de :

- Nervure appelé poutrelle de section en T, et la distance entre axe des poutrelles est de 65cm.
- Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa dimension est de 16cm.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe520).

III.4.1 Détermination des dimensions de la section en T :

$h = 16+4 = 20$ cm (hauteur de la section)

$b_0 = 12$ cm (largeur de la nervure)

$C = 2$ cm (enrobage)

$d = 18$ cm (hauteur utile)

$h_0 = 4$ cm (épaisseur de la table de compression)

Avec : $b_1 \leq \min\left(\frac{L}{2}, \frac{L_1}{10}, 8h_0\right)$

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

L_1 : longueur de la plus grande travée dans le sens de la poutrelle.

$L = 65 - 12 = 53$ cm

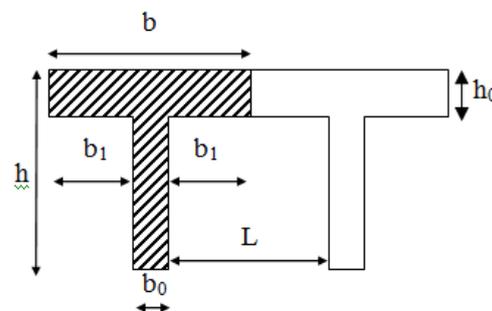
$L_1 = 3.7$ m

$b_1 \leq \min\left(\frac{53}{2}, \frac{370}{10}, 8 \times 4\right)$

$b_1 \leq \min(26.5, 37, 32)$ $b_1 = 26.5$ cm

b : largeur de la table de compression

$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65$ cm \longrightarrow $b = 65$ cm



III.4.2 Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression de 4cm doit être armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.
- 30 cm pour les barres parallèles aux poutrelles.

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

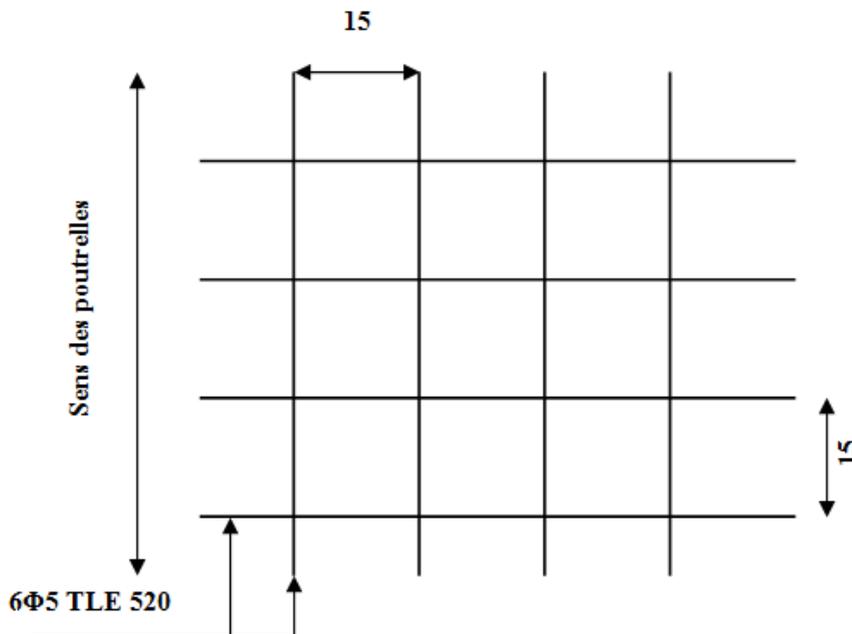
L : distance entre axe des poutrelles (50 cm < L < 80 cm).

Soit : $A_{\perp} = 6T5 = 1.17 \text{ cm}^2$; avec $S_t = 15 \text{ cm}$.

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.17}{2} = 0.58 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 6T5 = 1.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$, avec $S_t = 15 \text{ cm}$



III.4.3 Calcul de la poutrelle à l'ELU :

1. Avant le coulage :

Avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant simplement appuyées à ces deux extrémités, et soumises aux charges suivantes :

Poids propre de la poutrelle : $25 \times 0,12 \times 0,04 = 0,12 \text{ KN/ml}$

Poids propre du corps creux : $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$

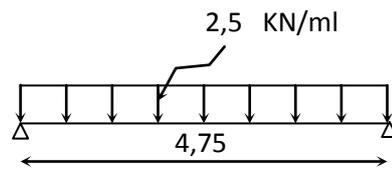
La charge permanente : $G = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$

Surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$

a) calcul du moment isostatique :

$$M_u = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times 3,7^2}{8} = 4,27 \text{KN.m}$$

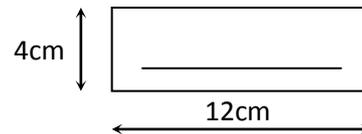
$$V_u = \frac{Q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 3,7}{2} = 4,625 \text{ KN}$$



b) ferrailage de la poutrelle :

$$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{b_u}} = \frac{4,27 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 6,26 > 0,392$$



$$\mu_b > \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

Conclusion :

La section de la poutrelle est petite, par conséquent, on ne peut pas placer la totalité des Armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul. On prévoit alors des étais Intermédiaires pour la conforter (l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de Compression), de manière à ce que les armatures comprimées ne lui soient pas utiles.

2. Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre continue en Té qui repose sur plusieurs appuis, partiellement encastré à ces deux extrémités elle est soumise aux charges suivantes :

a) Poids du plancher :

▪ **Plancher terrasse :**

Charges permanentes: $G = 5,89 \times 0,65 = 3,83 \text{KN/ml}$

Charges d'exploitations : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$

▪ **Plancher étage courant (usage d'habitation) :**

Charges permanentes: $G = 5,29 \times 0,65 = 3,44 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

▪ **Plancher RDC (usage bureau) :**

Charges permanentes: $G = 5,29 \times 0,65 = 3,44 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations : $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml}$

b) Choix de la méthode de calcul :

La détermination des moments fléchissant se fera par l'une des méthodes suivantes :

- méthode forfaitaire.
- méthode de Caquot.
- méthode de la RDM (trois moments).

c) Les conditions d'application de la méthode forfaitaire (CBA93-Article B.6.2.2.1) :

La valeur de la charge variable ne doit pas dépasser le double de la charge permanente, ou bien 5KN/m^2 , c'est-à-dire : $[Q \leq \max (2G, 5 \text{KN} / \text{m}^2)]$.

- Charge :

$$Q=2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G=5.29 \text{ KN/m}^2 \quad \longrightarrow \quad Q \leq 2G = 10.58 \text{ KN/ml} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$Q \leq 5 \text{ KN /m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité. Condition vérifiée.
- Les rapports des longueurs entre deux travées successives vérifient la condition suivante : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

d) Vérification

- $\frac{370}{310} = 1.19$ Condition vérifiée.
- $\frac{370}{370} = 1$ Condition vérifiée.
- $\frac{310}{370} = 0.83$ Condition vérifiée.
- la fissuration est considérée comme non préjudiciable. Condition vérifiée.

Conclusion : les conditions sont toutes vérifiées donc **la méthode forfaitaire est applicable.**

3. Principe de la méthode :

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 , dans la travée dite de comparaison ; c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charges que la travée considérée.

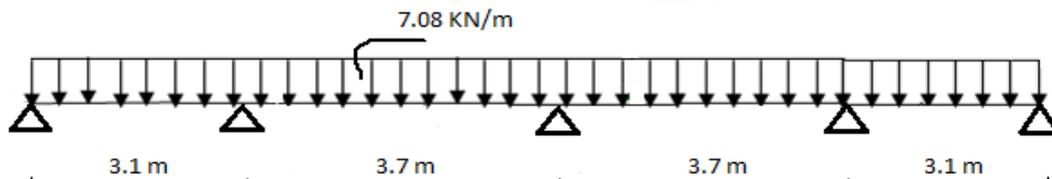


Figure : III.8 Schéma statique de la poutrelle

a) Exposé de la méthode :

Lerapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$, varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

En effet pour $Q=0 \mapsto \alpha =0$ et pour $Q=2G \mapsto \alpha =2/3$

M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

Avec L : longueur de la travée entre nus d'appuis.

q : charge uniformément répartie.

M_w et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement.

M_t : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

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

- $M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05 M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0)$.
- $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$ *Dans le cas d'une travée intermédiaire.*
- $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$ *Dans le cas d'une travée de rive.*

Remarque : On prend le maximum pour chaque cas calculé.

La valeur absolue de chaque moment sur un appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0.6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées
- $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
- $0.3M_0$ pour les appuis de rive semi encastrés

Dans notre cas nous avons une poutre sur 05 appuis, comme présentée dans le diagramme suivant :

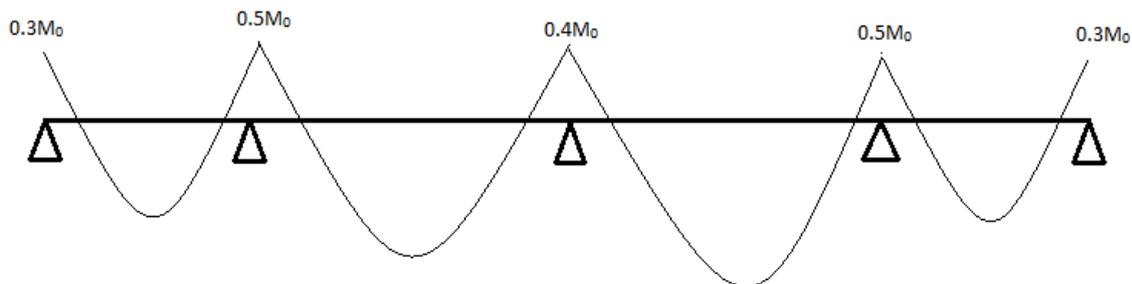


Figure : III.9 Diagramme du moment aux appuis

b) Calcul des coefficients :

α : rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{2.5 \times 0.65}{(2.5 + 5.29) \times 0.65} = 0.32 \left(0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

On aura après calcul : $\alpha = 0.3$

▪ $\frac{1}{3} = 0.333$ (1)

▪ $\frac{2}{3} = 0.667$ (2)

▪ $\frac{1}{2} = 0.5$ (3)

Remarque : le cas le plus défavorable c'est le (1) donc tous les calculs se feront à partir de cette valeur.

c) Méthode forfaitaire :

Sachant qu'on constate une différence très légère vis-à-vis du chargement des plancher, ce qui fait qu'on peut unifié le calcul des poutrelles pour toute la structure on se basant sur le chargement le plus défavorable qui est l'étage de service.

Plancher commercial :

ELU : $q_u = 5.29 \times 1.35 + 2.5 \times 1.5 = 10.89 \text{ KN/m}^2$

ELS : $q_s = 5.29 + 2.5 = 7.79 \text{ KN/m}^2$

Ramené par mètre linéaire :

ELU : $q_u = 10.89 \times 0.65 = 7.08 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_u = 7.79 \times 0.65 = 5.063 \text{ KN/ml}$

III.4.4 calcul des moments et des efforts tranchants

a) Calcul des moments isostatiques

Travée 1-2 : $\frac{1}{0} \quad \frac{4}{0} \quad \text{---} \quad \text{---} = 8.5 \text{ KN.m}$

Travée 2-3 : $\frac{2}{0} \quad \frac{3}{0} \quad \text{---} \quad \text{---} = 12.11 \text{ KN.m}$

b) Moment aux appuis :

$$M_1 = M_5 = 0.3 M_0^1 = 0.3 \times 8.5 = 2.55 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_4 = 0.5 \max(M_0^1; M_0^2) = 0.5 \times 12.11 = 6.05 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.4 M_0^2 = 0.4 \times 12.11 = 4.84 \text{ KN}$$

c) Calcul des moments aux travées :

Travées de rive 1-2 et 4-5 :

$$M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05 M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0).$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3 \alpha}{2} M_0 \text{ (Travée de rive)}$$

$$M_{t1-2} \geq 9.316 - 4.3 \quad \longrightarrow \quad M_{t1-2} \geq 5.01 \quad (1)$$

$$M_{t1-2} \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.32}{2} M_0 \geq 5.508 \quad \longrightarrow \quad M_{t1-2} \geq 5.508 \quad (2)$$

On prend le maximum $M_{t1-2} = 5.51 \text{ KN.m}$

Travées intermédiaire : travée (2-3) et (3-4) :

$$M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05 M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0).$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3 \alpha}{2} M_0 \text{ (Travée intermédiaire).}$$

$$M_{t2-3} \geq (1 + 0.3 \alpha) M_0 - \frac{M_2 + M_3}{2} \quad M_{t2-3} \geq 7.85 \text{ KN.m} \quad (1)$$

$$M_{t2-3} \geq \frac{1+0.3 \alpha}{2} M_0 \quad M_{t2-3} \geq 6.66 \text{ KN.m} \quad (2)$$

On prendra $M_{t2-3} = 7.9 \text{ KN.m}$

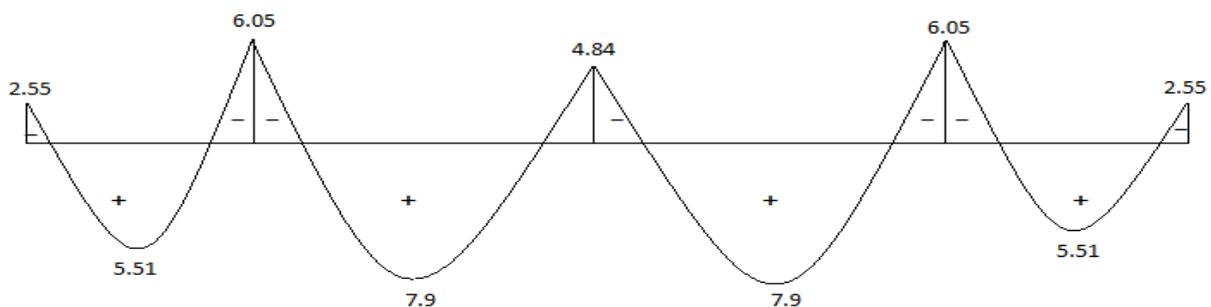


Figure : III.10 Diagramme des moments a l'ELU

d) Les efforts tranchants :

Travée (1-2) :

$$T1 = \frac{qu \times l_{1-2}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{l_{1-2}} = \frac{7.08 \times 3.1}{2} + \frac{(-6.05) - (-2.55)}{3.1} = 9.83 \text{ KN}$$

$$T2 = -\frac{qu \times l_{1-2}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{l_{1-2}}$$

$$T2 = -10.974 - 1.1387 = -12.11 \text{ KN}$$

Travée (2-3) :

$$T2 = 7.08 \times \frac{3.7}{2} + \frac{(-4.84) - (-6.05)}{3.7} = 13.42 \text{ KN}$$

$$T3 = -7.08 \times \frac{3.7}{2} + \frac{(-6.05) - (-4.84)}{3.7} = -12.776 \text{ KN}$$

Travée (3-4)

$$T3 = 7.08 \times \frac{3.7}{2} + \frac{(-6.05) - (-4.84)}{3.7} = 12.776 \text{ KN}$$

$$T4 = -7.08 \times \frac{3.7}{2} + \frac{(-6.05) - (-4.84)}{3.7} = -13.42 \text{ KN}$$

Travée (4-5) : par symétrie

$$T4 = 12.11 \text{ KN}$$

$$T5 = -9.83 \text{ KN}$$

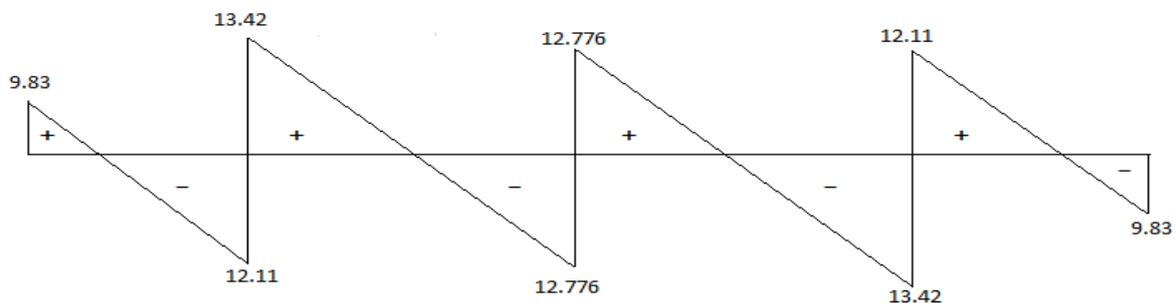


Figure : III.11 diagramme des efforts tranchants

III.4.5 Calcul des armatures a L'ELU :

1. Calcul :

a) Armature en travée :

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_t = bh_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_t = 59,072 \text{ KN.m} \gg M_t^{\max} = 7.9 \text{ KN.m} \implies$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcul comme une section rectangulaire (bxh).

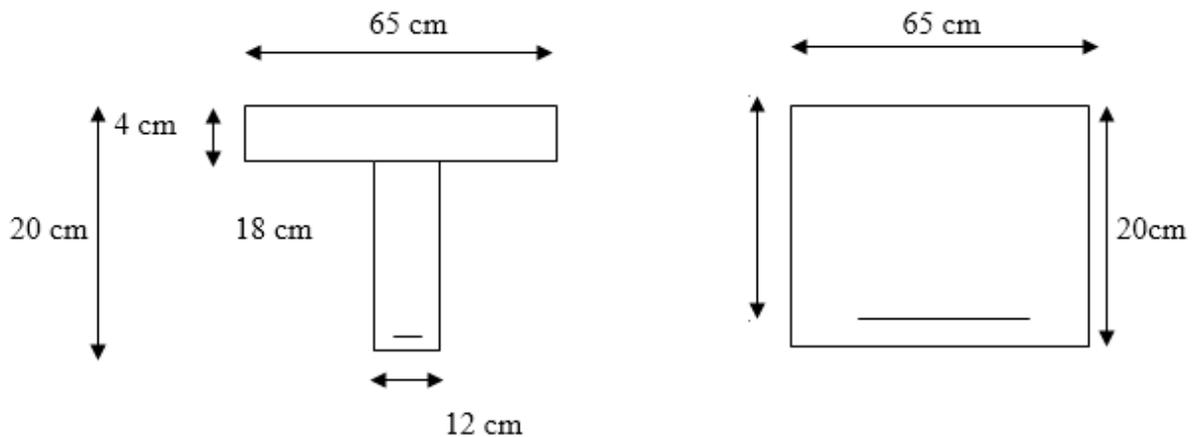


Figure III.12 : section en T

Les moments maximaux aux appuis et entravés sont :

- $M_t^{\max} = 7.9 \text{ KN.m}$
- $M_a^{\max} = 6.05 \text{ KN.m}$
- $T_{\max} = 13.42 \text{ KN}$

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{7.9 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.0264 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.0264 \rightarrow \beta = 0.843$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d(f_c/\gamma_s)} = \frac{7.9 \times 10^3}{0.843 \times 18 \times 348} = 1.5 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 1.5 \text{ cm}^2$ on adopte : **armature en travées 3HA10 = 2.35 cm²**

b) Armatures aux appuis :

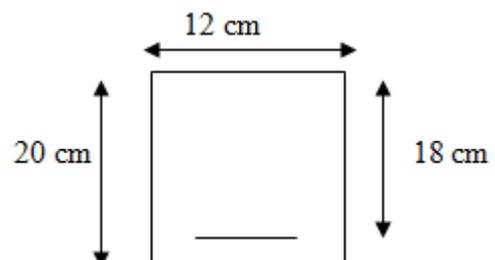
Puisque le béton tendu est négligé donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$M_a^{\max} = 6.05 \text{ KN}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{6.05 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.111 < 0.392$$

S S A.

$$\mu_b = 0.110 \rightarrow \beta = 0.942$$



$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{6.05 \times 10^3}{0.942 \times 18 \times 348} = 1.025 \text{ cm}^2$$

$A_a = 1.025 \text{ cm}^2$ on adopte : **armature aux appuis 2HA10 = 1.57 cm²**

c) Calcul des armatures transversales :

$$\varphi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \varphi_{\max} \right) \text{ (Art 7.2.1/BAEL91)}$$

$$\min \left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 10 \text{ mm} \right) = 0.571 \text{ cm}$$

$$\varphi \leq 0.571 \text{ cm} \quad \text{On prend } \varphi = 8 \text{ mm}$$

On adopte: **armature transversal 2HA8** $A_t = 1 \text{ cm}^2$.

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de HA8

d) Espacement des armatures transversales :

$$St \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(16.2, 40) = 16.2 \text{ cm}$$

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

2. Vérifications :

a) Vérification au cisaillement:

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) \quad \text{«Fissuration peu nuisible»}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{13.42 \times 10^3}{12 \times 1800} = 0.621 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.621 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 12 \times 18 \frac{2.1}{40} = 0.26 \text{ cm}^2$$

• En travée :

$$A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Aux appuis :

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence :(Art. A.6.13/BAEL91)

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{13.42 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3 \times 10 \times 3.14} = 0.879 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.9 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

d) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que :

$$T_u^{\max} \leq 0.4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec: } a = 0.9d$$

$$T_u^{\max} \leq 0.4 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times 10^3 \times \frac{25}{1.5} = 129.6 \text{ KN}$$

$$13.42 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_c} \left(T_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right)$$

$$A_a = 1.57 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(13.42 - \frac{6.05}{0.9 \times 0.18} \right)$$

$$A_a = 1.57 \geq -0.69 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : Les armatures calculées sont suffisantes.

f) Calcul des scellements droit : (BAEL91/ Art. A6.1.23)

$$l_s = \frac{\phi f_c}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL 91 modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale 0,4 ls pour les aciers HA.

$$\text{Soit un crochet de : } La = 0,4 l_s = 0,4 \times 35.27 \quad \longrightarrow \quad \mathbf{La = 14.1 \text{ cm}}$$

III.4.6 Calcul des armatures a L'ELS :

1. Calcul :

a) calcul des moments isostatiques :

$$q_s = 5.06 \text{ KN/ml}$$

Travées(1-2) (4-5)

$$M_0^1 = M_0 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{5.06 \times 3.1^2}{8} = 6.08 \text{ KN.m}$$

Travées(2-3) (3-4)

$$M_0^2 = M_0^3 = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{5.06 \times 3.7^2}{8} = 8.66 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments aux appuis

$$M_1 = M_5 = 0.3 M_0^1 = 0.3 \times 6.08 = 1.824 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_4 = 0.5 \max (M_0^1, M_0^2) = 0.5 \max (6.05 ; 8.66) \quad M_2 = 4.33 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.4 M_0^2 = 0.4 \times 8.66 = 3.44 \text{ KN}$$

c) Calcul des moments en travée :**Travée de rives 1-2 et 4-5 :**

$$\bullet \quad M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05 M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0)$$

$$\bullet \quad M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ (Travée de rive)}$$

$$M_t \geq -\frac{1.824 + 4.33}{2} + 6.66$$

Max :

$$\bullet \quad M_t \geq 3.583 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \quad M_t \geq 3.94 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{t1} = 3.95 \text{ KN.m}$ **Travée intermédiaire : travée (2-3) et (3-4) :**

$$\bullet \quad M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05 M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0).$$

$$\bullet \quad M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ (Travées intermédiaire)}$$

Max :

$$\bullet \quad M_t \geq 5.6 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \quad M_t \geq 4.74 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{t2} = 5.7 \text{ KN.m}$

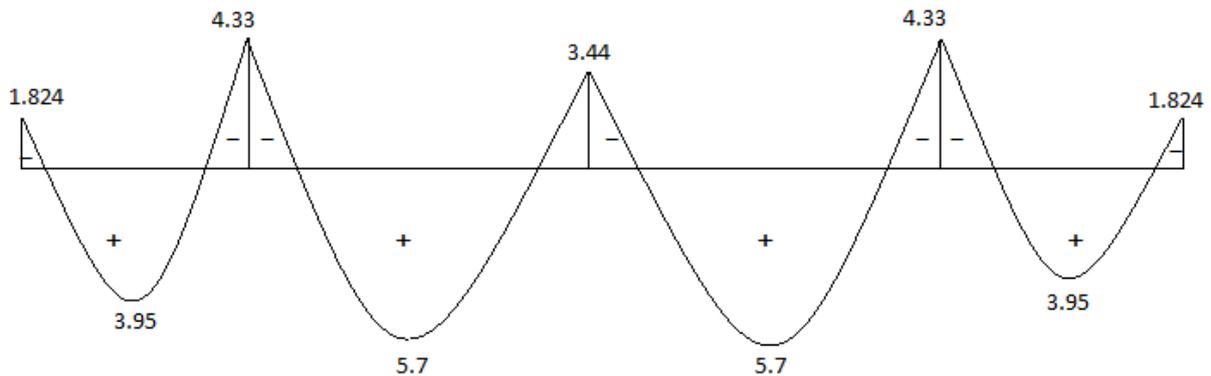


Figure : III.13 Diagramme des moments a l'ELS

d) Calcul des efforts tranchants:

Lorsque la charge est la même sur toutes les poutrelles de la poutre, ce qui est pour notre cas, pour obtenir les valeurs des moments a l'ELS il suffit de multiplier les résultats à l'ELU par le coefficient : $\mu = q_s/q_u$ qui est égale a : $\mu = 0.715$

Travée (1-2) :

$T1 = 9.83 \times 0.715 = 7.03 \text{ KN}$

$T2 = -12.11 \times 0.715 = -8.66 \text{ KN}$

Travée (2-3) :

$T2 = 13.42 \times 0.715 = 9.6 \text{ KN}$

$T3 = -12.776 \times 0.715 = -9.14 \text{ KN}$

Travée (3-4)

$T3 = 12.776 \times 0.715 = 9.13 \text{ KN}$

$T4 = -13.42 \times 0.715 = -9.6 \text{ KN}$

Travée (4-5) : par symétrie

$T4 = 12.11 \times 0.715 = 8.66 \text{ KN}$

$T5 = -9.83 \times 0.715 = -7.03 \text{ KN}$

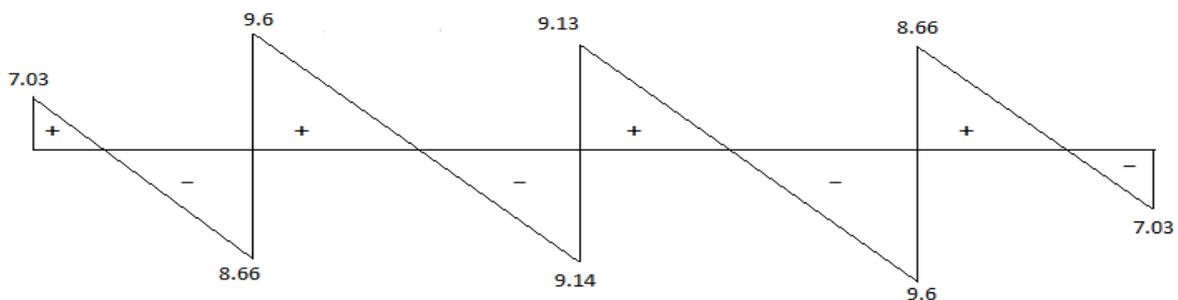


Figure : III.14 diagramme des efforts tranchants a l'ELS

2. Vérifications à L'ELS :

Etat limite de la compression du béton : (Art.A.4.5, 2/BAEL 91 modifié 99)

1) **En travée :** $M_t^{\max} = 5.6 \text{ KN.m}$

a) **Contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \quad \text{avec} \quad \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,35}{18 \times 12} = 1.088$$

Par interpolation linéaire :

$$\rho_1 = 1.088 \rightarrow \beta_1 = 0.8563 \rightarrow K_1 = 19.80$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{5.6 \times 10^3}{0.8563 \times 18 \times 2.35} = 154.6 \text{ MPa} < \overline{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) **Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{avec} \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{154.6}{19.8} = 7.81 \text{ MPa} \quad (1) \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = 7.81 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad (2) \quad \text{condition vérifiée.}$$

En déduire que : la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

2) **Aux appuis :** $M_a^{\max} = 4.33 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.57}{18 \times 12} = 0,726$$

Par interpolation linéaire :

$$\rho_1 = 0.726 \rightarrow \beta_1 = 0.876 \rightarrow K_1 = 25.50$$

a) **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{4.33 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 1.57} = 175 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{175}{25.50} = 6.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.85 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

Conclusion : La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

c) Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

d) Etat limite de déformation : (BAEL91. AB68.4.24)

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_e}$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée entre nœuds d'appuis.

M_t : moment max en travée.

M₀ : moment max de la travée isostatique.

b₀ : largeur de nervure.

d : hauteur utile de la section droite.

A : section des armatures.

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{370} = 0.054 > \frac{1}{16} = 0.0625$ Condition vérifiée.
- $\frac{h}{L} = 0,054 > \frac{5.6}{15 \times 8.66} = 0.043$ Condition vérifiée.
- $\frac{A_{sa}}{b_0 d} = \frac{2.35}{18 \times 12} = 0.0101 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$ Condition vérifiée.

Conclusion :

On remarque que toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

3) Calcul de la flèche selon Art. B6.5.2/ BAEL91

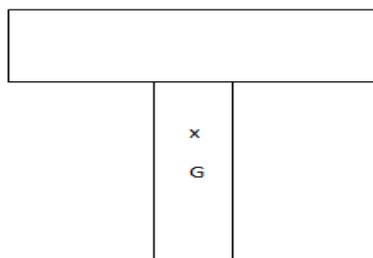


Figure : III.15 Section en T

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot J^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3700}{500} = 7.4 \text{mm}$$

\bar{f} : La flèche admissible ;

E_v : module de déformation différée ; $E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{MPa}$

I_{fv} : moments d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG

Y_1 : position de l'axe neutre $y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$;

a) Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + \eta A = b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 A_{st}$$

B_0 = section du beton

A = section d'armature tendue

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.35 = 487.25 \text{cm}^2$$

$$F_v = \frac{M_t^{ser} \cdot J^2}{10 \times E_v \cdot I_{fv}} < \frac{l}{500} \text{ avec } I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda_v}$$

$$F_i = \frac{M_t^{ser} \cdot J^2}{10 \times E_i \cdot I_{fi}} < \frac{l}{500} \text{ avec } I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda_i}$$

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818.86 \text{MPa}$$

$$E_i = 3 E_v = 3 \times 10818.86 = 32456.6 \text{MPa}$$

b) Moment statique de section homogénéisée par rapport à XX' :

$$S /_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_{st} d$$

$$S /_{xx} = \frac{12 \times (20)^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + (15 \times 2.35 \times 18) = 3458.5 \text{cm}^3$$

V_1 : position de l'axe neutre.

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.1 \text{cm}$$

$$V_2 = (h - V_1) = 20 - 7.1 = 12.9 \text{cm}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) \cdot h_0 \cdot \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 \cdot A \cdot (V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{2} \times (7.1^3 + 12.9^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.1 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2.35 \times (12.9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003.24 \text{cm}^4$$

L = la portée libre mesurée d'appuis de la travée considérée.

ρ : C'est Le rapport des aciers tendus de celui de la section utile de la nervure

$$\rho_{\square} = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.01$$

La contrainte dans les aciers tendus est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 d A_a} = \frac{5.6 \times 10^3}{0.876 \times 18 \times 2.35} = 151.12 \text{MPa} < 348 \text{MPa}$$

Calcul de coefficient t_s :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \times \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \quad \text{Pour les déformations instantanées.}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.01 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right)} = 4.11$$

$$\lambda_v = 2/5 \lambda_i = 2/5 \times 4.11 = 1.64 \quad \text{pour les déformations longue durée}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{\rho \times 4 \times \sigma_s + f_{t28}} = \frac{1.75 \times 2.1}{0.01 \times 4 \times 151.12 + 2.1} = 0.451$$

$$I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \mu \lambda_v} = \frac{1.1 \times 20003.24}{1 + 0.451 \times 1.64} = 12648.34 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \mu \lambda_i} = \frac{1.1 \times 20003.24}{1 + 0.451 \times 4.11} = 7710.78 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$F_v = \frac{5.6 \times 10^2 \times 3700^2}{10 \times 10818.86 \times 13041.78} = 0.541 \text{ cm} < \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm}$$

$$F_i = \frac{5.6 \times 10^2 \times 3700^2}{10 \times 32456.6 \times 7710.78} = 0.306 \text{ cm} < \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm}$$

Les conditions sont vérifiées.

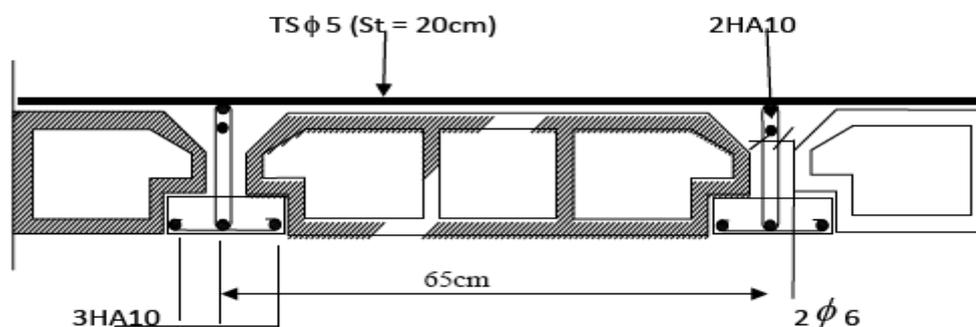


Figure III.12 : plan de ferrailage du plancher en corps creux.

III.5 LES BALCONS

Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive réalisé en dalle pleine; son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$ep \geq \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm} \quad \text{on prend : } ep = 15 \text{ cm}$$

FIG *tableau des charges permanentes (G) des balcons*

N°	Désignation de l'élément	E _p	Contrainte (KN/m ² /cm)	G (KN/m ²)
1	carrelage	0.2	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
5	enduit de plâtre	0.02	12	0.24
				G2 = 5.19 KN/m²

1) Schéma :

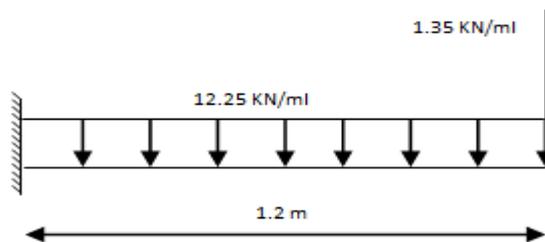


Figure : III.16 Schéma statique (ELU)

Poids propre du garde-corps : G2 = 1 KN/ml

Surcharge d'exploitation de la dalle : Q = 3,5 KN/ml

2) Combinaison des charges :

ELU

$$q_{u1} = 1.35 G_1 + 1.5 Q_1 = 12.25 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{u2} = 1.35 G_2 = 1.35 \text{ KN/ml.}$$

ELS

$$q_{s1} = G_1 + Q_1 = 8.82 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{s2} = G_2 = 1 \text{ KN/ml.}$$

III.5.1 Calcul à l'E.L.U :

Le balcon sera calculé en flexion simple pour une bande de 1m de large. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

a) Calcul moment :

$$\text{Soit : } M_u = \frac{q_{u1} l^2}{2} + q_{u2} l = \frac{12.25 \times 1.2^2}{2} + 1.35 \times 1.2 = 10.44 \text{ KN.m}$$

b) Effort tranchant :

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12.25 \times 1.2 + 1.35 = 16.05 \text{ KN}$$

c) Calcul section d'armature a la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{10.44 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.051$$

$$\mu = 0.051 \quad \text{avec } \alpha = 0.0654 \quad \text{et} \quad \beta = 0.974$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10.44 \times 10^3}{0.974 \times 12 \times 348} = 2.56 \text{ cm}^2$$

On adopte donc : $A_{st} = 3.92 \text{ cm}^2$ avec espacement $s_t = 20 \text{ cm}$.

Ça donne : $A_{st} = 5 \text{ HA } 10$

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

On adopte donc : $A_r = 4 \text{ HA } 8$ avec : $A_r = 2.01 \text{ cm}^2$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

III.5.2 Vérification :

1) Vérification a l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 100 \times \frac{2.1}{400} = 1.449 \text{ cm}^2$$

On remarque que : $A_s \geq A_{min}$ avec $3.92 > 1.449$ condition vérifiée.

b) Ecartement des barres :

Pour les armatures principales : $S \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(45 ; 33) = 33\text{cm}$.

$S_{t1} = 20\text{cm} < 33\text{cm}$ **condition vérifiée.**

Pour les armatures de répartition : $S \leq \min(4h, 45\text{cm}) = \min(60 ; 45) = 45 \text{ cm}$

$S_{t2} = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ **condition vérifiée.**

c) Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0,15 f_{c28}; 5 \text{ Mpa}\} \quad \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \frac{16.05 \times 10^3}{100 \times 12} = 0.13 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.75 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :

$$\bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_s}{\sum A_{st}} = \frac{11.584}{120} = 0.965 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Condition vérifiée.

e) La longueur de scellement droit (Art A.6.1,22/bael91) :

- : Contrainte admissible d'adhérence.

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times \Psi = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit : $\frac{V_s}{4\bar{\tau}_{se}}$

$$\frac{11.584}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 40 \text{ cm}$

Etant donné que la longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre principale les barres seront ancrées, alors le BAEL91, admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est $L_c = 0.4l_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$.

2) Vérification à l'E.L.S :

$$V_s = q_{s1} \times l + q_{s2} = 8.82 \times 1.2 + 1 = 11.584 \text{ KN}$$

a) On va vérifier les contraintes dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{I_{st}} \leq k_1 \times \sigma_{bc} \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma} = \frac{M_{st}}{I_{st}} = 0.326$$

$$= 0.326 \text{ du tableau on tire : } k_1 = 41.18 \text{ et } \beta_1 = 0.911$$

b) vérification de l'état limite d'ouverture des fissures (Art .5.3.2/BAEL91)

la fissuration est considérée préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ -f_e ; 110 \sqrt{n f_t 28} \right\} =$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{st} = 0.326$$

Condition vérifiée.

c) Contrainte dans le béton :

La condition suivante doit être vérifiée : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{st} = k_1 \sigma_{bc} \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{176.18}{41.18} = 4.278 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 4.278 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

d) Etat limite de déformation (Art 6.8.424/BAEL91)

D'après les règles du BAEL91, on pourra se dispenser du calcul des déformations si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{A_S}{d \times b_0} \leq \frac{4.2}{f_e} ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{120} \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Ça donne } 0.125 > 0.0625$$

Condition vérifiée.

$$\frac{A_S}{d \times b_0} = \frac{3.92}{12 \times 100} = 0.0032 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Condition vérifiée.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \frac{15}{120} = 0.125 \geq \frac{7.55}{10 \times 7.56} = 0.1$$

Condition vérifiée.

Conclusion : On constate que toute les conditions sont vérifiée donc ça ne serais pas nécessaire de calculé la flèche.

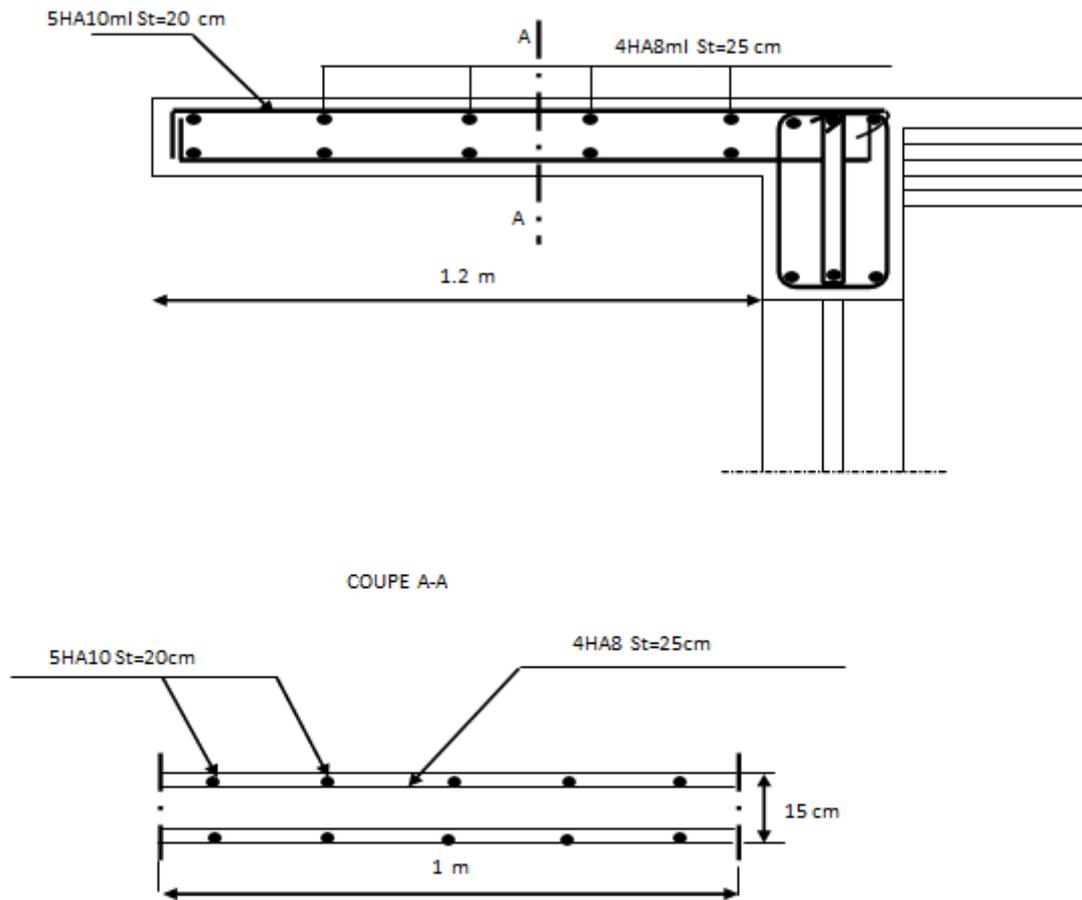


Figure : III.17 Plan de ferrailage des balcons

III.6 LES ESCALIERS

1. Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, qui permettent de passer d'un niveau à un autre.

2. Terminologie :

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure III.4.

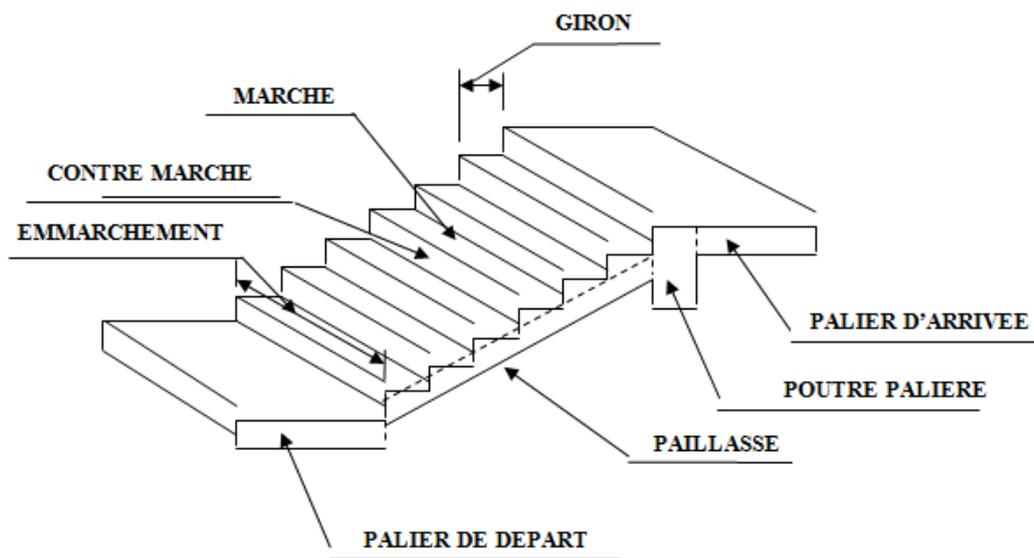


Figure : III.18 Schéma statique de l'escalier

- **La marche** : est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre **14cm et 18 cm**.
- **Le giron g** : est la distance en plan séparant deux contre marches successives.
- **La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est **1m**.
- **La paillasse d'épaisseur e_p** : est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.

Remarque :

Nous avons trois volées différentes :

- Une volée d'étage courant d'une hauteur $H = 1.53\text{m}$
- Une volée d'étage de RDC d'une hauteur $H=2.55\text{m}$

3. Dimensions des escaliers :

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL qui est la suivante : $59 \text{ (cm)} \leq g + 2h \leq 66 \text{ (cm)}$

Avec :

h : la hauteur de la contre marche ;

H : hauteur d'une volée. $H=153\text{cm}$ et $h=17\text{cm}$

g : la largeur de la marche.

n : nombre de contre marches.

m : nombre de marches cm.

h : est le plus courant varie de 14cm à 20cm (17 en moyenne).

g : est le plus courant varie de 22cm à 33cm(30cm en moyenne).

4. Nombre de contre marches :

On opte pour une hauteur de marche $h = 17 \text{ cm}$

- Étage courant : $n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$ marches.

- Rez-de-chaussée : $n = \frac{H}{h} = \frac{510}{17} = 30$ marches.

Donc on possède 18 marches qui se divisent sur deux volées identiques telles que chacune Comporte 9 marches.

Et 30 marches qui se divisent sur deux volées identiques telles que chacune Comporte 15 marches pour le rez-de-chaussée.

5. Emmarchement : $E = 1.3\text{m}$.

III.6.1 Étude de la volée rez-de-chaussée :

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{429}{14} = 30\text{cm}$$

a) Vérification de la relation de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 65 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 30 + (2 \times 17) = 64 \leq 65 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiées.}$$

L : longueur réelle de la paillasse et du palier (entre appuis) : $L = L_1 + L_2$.

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566 \quad \rightarrow \quad \alpha = 29.51^\circ$$

L1 : longueur de la paillasse projetée. : $l_1 = \frac{429}{\cos \alpha} = 493\text{cm}$

On prend $l_1 = 5\text{m}$ pour les calculs

L2 : longueur du palier : $l_2 = 117\text{cm}$

Donc : $L = 500 + 117 = 617 \text{ cm}$

b) Épaisseur de la paillasse :

L'épaisseur du palier et de la volée (e_p) et donnée par :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \longrightarrow \frac{617}{30} \leq e_p \leq \frac{617}{20}$$

$$20.56\text{cm} \leq e_p \leq 30.85\text{cm}.$$

On prend une épaisseur: $e_p = 25 \text{ cm}$. Pour le rez-de-chaussée.

III.6.2 Détermination des charges de calcul :

Le calcul s'effectuera pour une bande de (**1m**) d'embranchement et une bande de **1m** de projection horizontale de la volée. En considérons une poutre simplement appuyée en flexion simple.

1. Charges permanentes :**▪ Paillasse :**

$$\text{Poids propre de la paillasse : } \frac{25 \times 0.25}{\cos(29.51)} = 7.18 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids de la marche : } 25 \times \frac{0.17}{2} \times 1\text{m} = 2.125 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit) :} \\ (0.36+0.4+0.44+0.36) = 1.56\text{KN/ml}$$

$$\text{Poids de garde-corps : brique et enduit : } 0.9+0.72=1.62 \text{ KN/ml}$$

$$\text{La charge totale de la paillasse : } 7.18 + 2.125 + 1.56 + 1.62 = 12.49\text{KN/ml}$$

$$\mathbf{G_{paillasse} = 12.49\text{KN/ml}}$$

▪ Palier :

$$\text{Poids propre du palier : } 25 \times 0.25 \times 1 = 6.25\text{KN/ml}$$

$$\text{Poids propre du revêtement : } 1.56\text{KN/ml}$$

$$\text{La charge totale du palier : } 6.25 + 1.56 = \mathbf{7.81\text{KN/ml}}$$

2. Surcharge d'exploitation :

Le DTR de charges et surcharges nous donne :

$$Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

3. Combinaison des charges et surcharges :**a) État limite ultime : ELU**

$$q_{\text{upaillasse}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 12.49 + 1.5 \times 2.5 = 20.61 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{upalier}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 7.81 + 1.5 \times 2.5 = 14.3 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{u mur}} = 1.35 \times 2.94 = 3.97 \text{ KN/ml}$$

b) État limite de service : ELS

$$q_{\text{s paillasse}} = G + Q = 15\text{KN/ml}$$

$$q_{\text{s palier}} = G + Q = 10.31 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{s mur}} = 2.94 \text{ KN/ml}$$

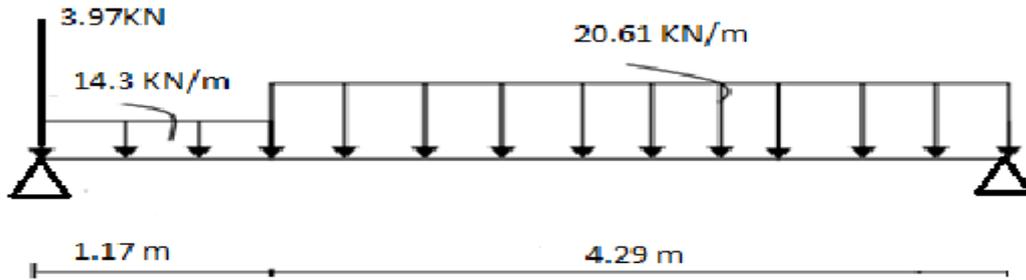


Figure : III.19 Schéma statique de l'escalier a l'ELU.

c) Calcul des réactions d'appuis :

D'après les formules de la RDM:

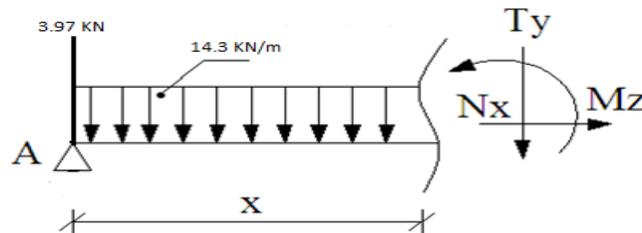
$$\Sigma F=0 \quad R_A + R_B = 105.14 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A=0 \quad R_A = 53.64 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/B=0 \quad R_B = 55.47 \text{ KN}$$

4. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:

- 1^{er} tronçon: $0 \leq X \leq 1.17\text{m}$



a) Efforts tranchants :

$$\Sigma F/y = 0 \implies T = -14.3x + 49.67$$

$$X = 0 \text{ m} \implies T(0) = 49.67 \text{ KN}$$

$$X = 1.17 \text{ m} \implies T(1.17) = 32.94 \text{ KN}$$

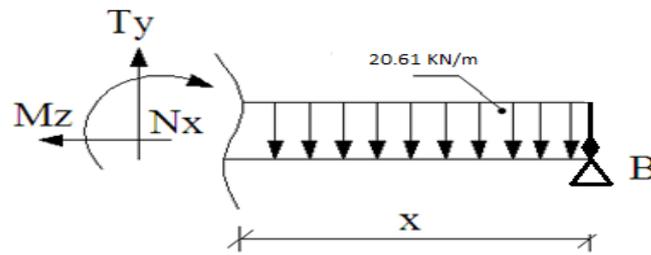
b) Moments fléchissant :

$$\Sigma M/i = 0 \implies M = -7.15x^2 + 49.67x$$

$$X = 0 \text{ m} \implies M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$X = 1.17 \text{ m} \implies M(1.17) = 48.32 \text{ KN.m}$$

▪ 2^{eme} tronçon 0 ≤ X ≤ 4.29m



a) Efforts tranchants :

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow T = 20.61x - 55.47$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T(0) = -55.47 \text{ KN} \\ X = 4.29 \text{ m} \Rightarrow \quad T(4.29) = 32.94 \text{ KN} \end{array} \right.$$

b) Moments fléchissant :

$$\Sigma M/i = 0 \Rightarrow M = -10.31x^2 + 55.47 x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X = 0 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ X = 4.29 \text{ m} \Rightarrow \quad M(4.29) = 48.31 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Mmax => **T** = 0 => **x** = 2.69 m

Mmax = **M** (2.69) = 74.61 KN.m

Tableau 3.1.3 : Résumé des efforts internes à L'ELU.

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T (KN)	M (KN .m)
0 ≤ X ≤ 1.17	-14.3x+49.67	-7.15x ² +49.67 x	0	49.67	0
			1.17	32.97	48.32
0 ≤ X ≤ 4.29	20.61x- 55.47	-10.31x ² +55.47 x	0	-55.47	0
			4.29	32.94	48.22

Remarque

Pour tenir en compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction a l'aide des coefficients réducteur pour le moment **M_{u max}** aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

• **Moment aux appuis:**

Mu ap = (-0,3) **Mu max** = (-0,3) × (74.61) = -22.38 KN.m

• **Moment en travée:**

Mu travée = (0,85) **Mu max** = (0,85) × (74.61) = 63.42 KN.m

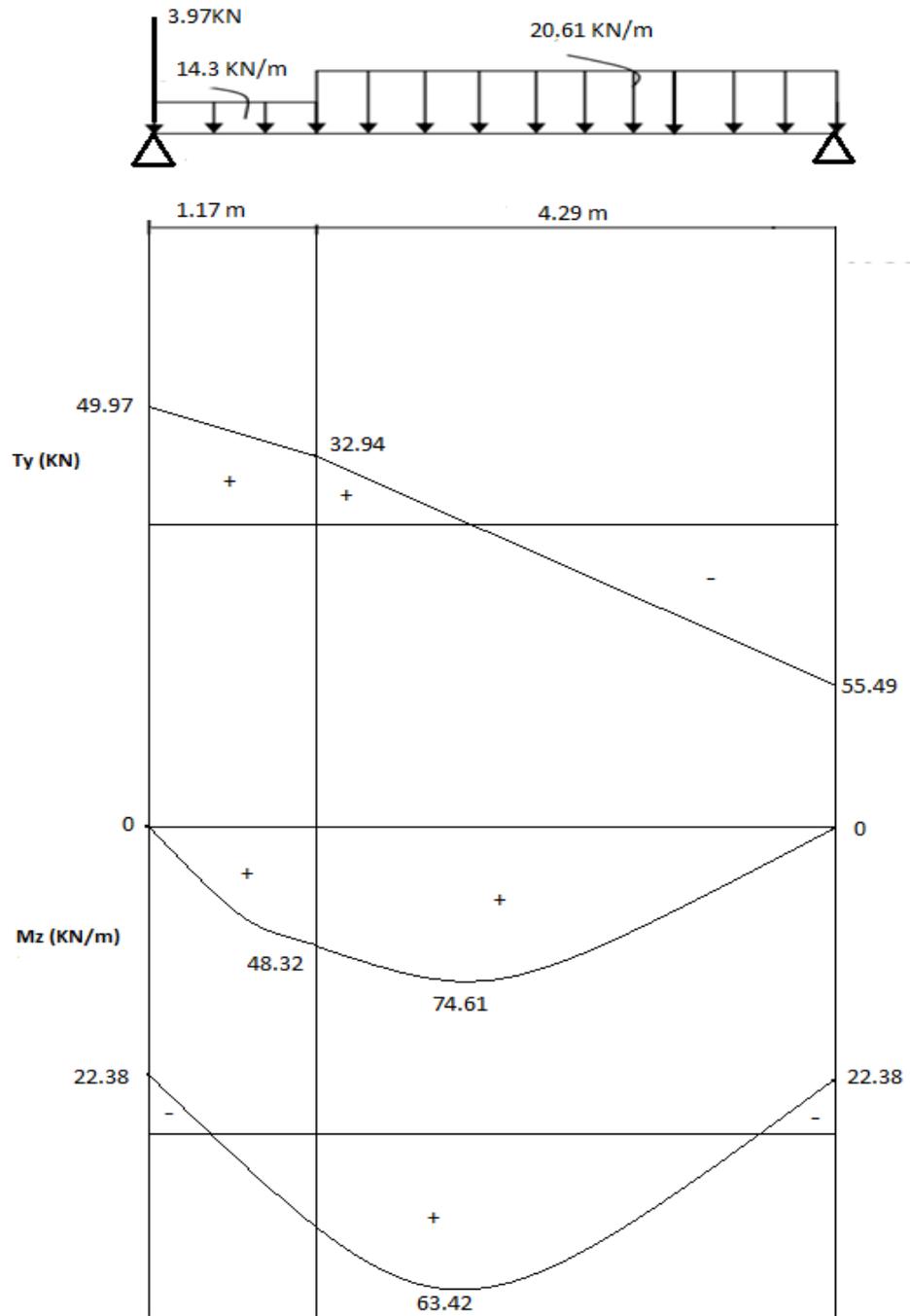
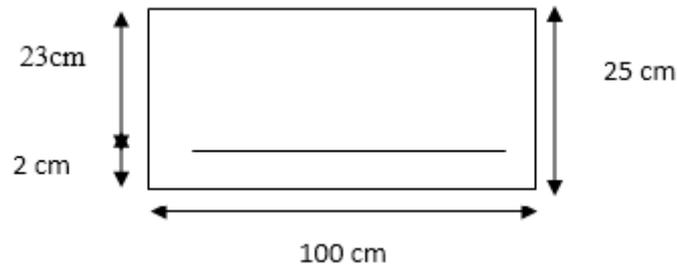


Figure : III.20 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

III.6.3 Calcul des armatures à ELU :

Le ferrailage se fera pour une bonde de 1m en flexion simple. Pour cela on utilise les résultats des efforts tranchants et moments fléchissant définis dans la figure précédente.



Aux appuis

$$M_u = 22.38 \text{ KN.m}$$

- **Armatures principales**

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_a = \frac{M_{uapp}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{22.38 \times 10^3}{100 \times 23^2 \times 14.2} = 0.030$$

$$\mu_a = 0.030 < \mu_1 = 0.392 \quad \text{C'est une SSA.}$$

$$\mu_a = 0.022 \rightarrow \beta = 0.985 .$$

$$A_a = \frac{M_{uapp}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{22.38 \times 10^3}{0.985 \times 23 \times 348} = 2.84 \text{ cm}^2.$$

On opte pour **5HA12 = 5.65 cm²** avec **S_t = 20cm**.

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 .$$

On opte pour : **5HA10 = 3.92 cm²** avec **S_t = 20cm**

- **En travée :**

$$M_u = 63.42 \text{ KN.m}$$

- **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_{utr}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{63.42 \times 10^3}{100 \times 23^2 \times 14.2} = 0.084$$

$$\mu = 0.084 < \mu_1 = 0.392 \text{ C'est une SSA}$$

$$\mu = 0.084 \rightarrow \beta = 0.956$$

$$A_{tr} = \frac{M_{utr}}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{63.42 \times 10^3}{0.956 \times 23 \times 348} = 8.28 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : **6HA14 = 9.23cm²** avec **S_t = 15cm**

▪ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{tr}}{4} = \frac{9.23}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **6HA8 = 3.02 cm²** avec **S_t = 15cm**.

III.6.4 Vérifications à l'ELU

a) **Réparation des barres :**

▪ **Armatures principales :**

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

Appui : S_t = 20 ≤ 33cm condition vérifiée.

Travée : S_t = 15 ≤ 33cm condition vérifiée.

▪ **Armatures de réparation :**

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

Appui : S_t = 20 ≤ 45cm condition vérifiée.

Travée : S_t = 15 ≤ 45cm condition vérifiée.

b) **Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art A.4.2.1)**

▪ **En travées :**

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 23 \times 2.1}{400} = 2.77 \text{ cm}^2$$

A_{tr} = 9.23 cm² > 2.77cm² condition vérifiée.

▪ **Aux appuis :**

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 23 \times 2.1}{400} = 2.77 \text{ cm}^2$$

A_u^a = 5.56 cm² > 2.77cm² condition vérifiée.

c) **Vérification à l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (BAEL 91/ Art A.5.22) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \text{ (BAEL 91/ Art. A.5.2.1, 211)}$$

$$\tau_u = \frac{55.47 \times 10^3}{10^3 \times 230} = 0.241 \text{ MPa}$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

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

0.241 MPa < 3.33 MPa τ_u < τ_u Condition vérifiée.

d) Influence de l'effort tranchant aux appuis▪ **Influence sur le béton (BAEL 91/ Art 5.1.313)**

On doit vérifier que : $T_u \leq 0.4b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ Avec : $a = 0.9d = 20.7 \text{ cm}$.

$$T_u = 55.47 \leq 0.4 \times 100 \times 20.7 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1}$$

$$T_u = 55.47 \text{ KN} < 1380 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

▪ **Influence sur l'acier (BAEL 91/ Art 5.1.313)**

On doit vérifier que : $A_s \geq \left(T_u + \frac{M_{app}}{0.9d} \right) \frac{1.5}{f_e}$

$$5.56 \geq \left(55.47 + \frac{22.38}{0.9 \times 23} \right) \frac{1.5}{400}$$

$$A_s = 5.56 \text{ cm}^2 \geq 0.212 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

e) Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres (Art A6.1.3, BAEL 91).

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$.

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum u_i} \text{ Avec : } \sum u_i \text{ somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 6 \times 3.14 \times 14 = 263.76 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{55.47 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 263.76} = 1.02 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinal

f) Ancrage des barres aux appuis : (BAEL91 Art A6-1.2.1)

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \text{ Avec : } \bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.84 \text{ MPa}$$

$$\Psi_s = 1.5 \quad f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.84} = 49.3 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL91 modifier99 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesuré hors crochet est au moins égale $0.4 l_s$ pour les ACIERS HA.

$$l_a = 0.4 l_s = 0.4 \times 49.3 = 19.72 \text{ cm} \quad \text{soit} \quad L_a = 20 \text{ cm}$$

III.6.4 Calcul des efforts interne à l'ELS :

Le calcul des réactions se fait avec les lois de RDM.

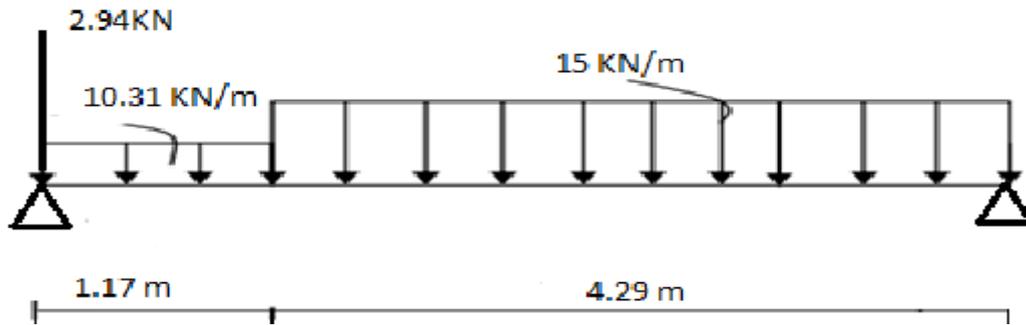


Figure : III.21 Schéma statique de l'escalier a l'ELS.

Les réactions d'appuis :

$$\sum F / yy' = 0 R_A + R_B = (10.31 \times 1.17) + (15 \times 4.29) = 76.41 \text{ kN}$$

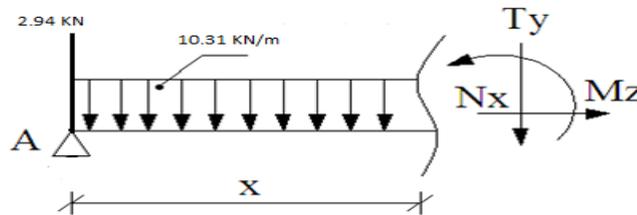
$$\sum M / A = 0 R_B \times (1.17 + 4.29) + (10.31 \times 1.17) \times (1.17 + 4.29) + (15 \times 4.29^2) / 2 = 0$$

$$R_B = 40.36 \text{ kN}$$

$$R_A = 76.41 - 37.34 = 38.98 \text{ kN} \quad R_a = 38.98 \text{ kN}$$

1. Calcul des efforts internes (effort tranchant et moment fléchissant) :

▪ **Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1.17 \text{ m}$**



a) Effort tranchant T :

$$\sum F / y = 0 T + 10.31x - 36.04 = 0$$

$$T = - 10.31 x + 36.04$$

$$X = 0 \text{ m} \quad T(0) = 36.04 \text{ kN}$$

$$X = 1.17 \text{ m} \quad T(1.17) = 23.97 \text{ kN}$$

b) Moment fléchissant :

$$\sum F / i = 0 \quad M = - \frac{10.31}{2} x^2 + 36.04x$$

$$M = - 5.15x^2 + 36.04x$$

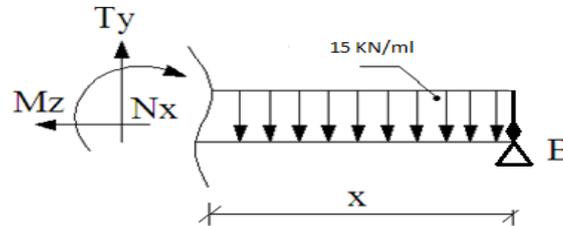
$$x = 0 \text{ m} \quad M(0) = 0 \text{ kN.m}$$

$$x = 1.17 \text{ m} \quad M(1.17) = 35.11 \text{ kN.m}$$

$$T = 0 \quad T = - 10.31x + 37.34 \quad \text{à} \quad X = 3.62 \text{ m}$$

Donc notre $M_{s_{\max}}$ est dans le 2^{ème} tronçon.

▪ **Tronçon 2: $0 < x \leq 4.29\text{m}$**



a) **Effort tranchant T :**

$$\sum F / y = 0 \implies T = 15x - 40.36 = 0$$

$$T = 15x - 39.07$$

$$X=0\text{m} \quad T(0) = -40.36\text{KN}$$

$$X=4.29\text{m} \quad T(4.29) = 23.99\text{KN}$$

b) **Moment fléchissant :**

$$\sum F / i = 0 \implies M = -\frac{15}{2}x^2 + 40.36x$$

$$M = -7.5x^2 + 40.36x$$

$$X = 0\text{m} \quad M(0) = 0\text{KN.m}$$

$$X = 4.29\text{m} \quad M(4.29) = 35.11\text{KN.m}$$

$$\text{Calcul de } M_{s_{\max}} : \text{à } T=0 \implies T = 15x - 40.36 \implies X=2.69\text{m}$$

$$x = 2.6\text{m}$$

$$\text{On a: } M(x) = -7.5x^2 + 40.36x$$

$$M(2.6) = 54.29\text{KN.m} \quad \text{donc: } M_{s_{\max}} = 54.29 \text{ KN.m}$$

Tableau de résumé des efforts internes

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T (KN)	M (KN.m)
$0 \leq X \leq 1.17$	$- 10.31 x + 37.34$	$- 5.15x^2 + 37.34x$	0	37.34	0
			1.17	25.28	36.63
$0 \leq X \leq 4.29$	$15x - 40.36$	$-7.5x^2 + 40.36x$	0	-40.36	0
			4.29	23.99	35.11

Remarque :

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{s_{\max}}$ au niveau des appuis et en travée.

▪ **Aux appuis:**

$$M_{s_{ap}} = (-0.3) M_{s_{\max}} = (-0.3) (54.29)$$

$$M_{s_{ap}} = -16.28\text{KN.m}$$

▪ **En travée :**

$$M_{s_{tra}} = (0.85) M_{s_{\max}} = 0.85 (54.29)$$

$$M_{s_{tra}} = 46.14\text{KN.m}$$

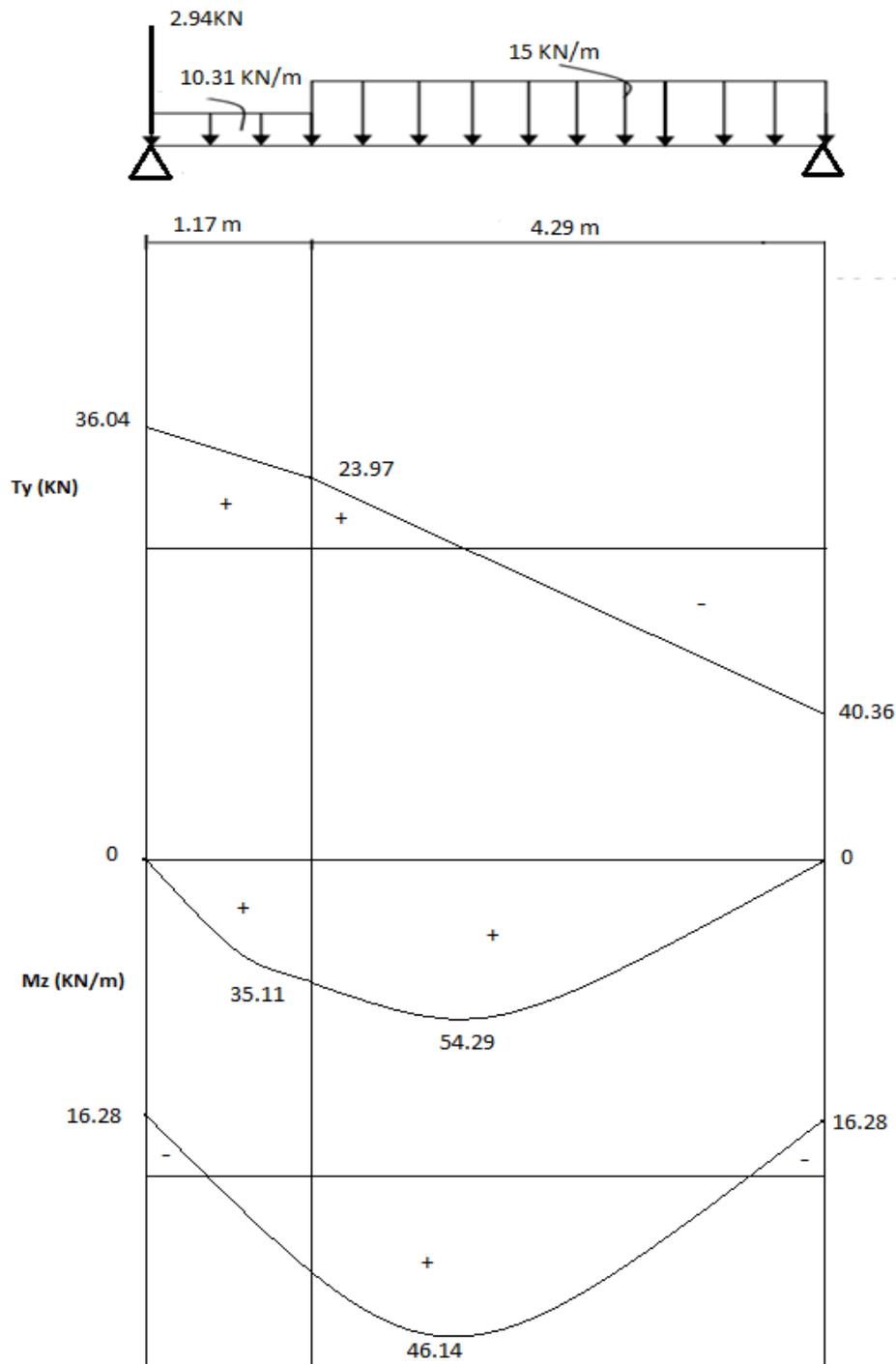


Figure : III.22 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

III.6.5 Vérifications à l'ELS

a) Vérification des contraintes dans le béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

▪ En travée

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 9.23}{100 \times 23} = 0.401$$

$$\rho_1 = 0.401 \Rightarrow \beta_1 = 0.902 \Rightarrow k_1 = 36.02$$

$$\sigma_{st} = \frac{43.25 \times 10^3}{0.902 \times 23 \times 9.23} = 225.86 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{225.86}{36.02} = 6.27 \text{ Mpa}$$

$$6.27 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée}$$

▪ Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5.56}{100 \times 23} = 0.241$$

$$\rho_1 = 0.241 \Rightarrow \beta_1 = 0.921 \Rightarrow k_1 = 48.29$$

$$\sigma_{st} = \frac{15.26 \times 10^3}{0.921 \times 23 \times 5.56} = 129.56 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{129.56}{48.29} = 2.68 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.68 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les conditions sont vérifiées, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

b) Vérification de la flèche (B.6.5.2 BAEL91)

Selon les règles BAEL91 le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions si après ne sont pas vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

h : Hauteur de la poutre.

L : Longueur libre de la plus grande travée.

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

M_t : Moment max en travée.

M_0 : Moment max isostatique.

c) Vérification

$$h = 25 \text{ cm} \quad L = 370 \text{ cm} \quad ; \quad A_{\text{utr}} = 9.23 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{str}} = 43.25 \text{ KN m} \quad M_0 = 8 \text{ KN m} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{350} = 0.06 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.06 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{43.25}{10 \times 34.5} = 0.125 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{9.23}{100 \times 23} = 0.004 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Une des conditions n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de faire une vérification à la flèche.

d) Calcul de la flèche

On va vérifier la formule suivante

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{\text{max}} l^4}{E_v I} \leq \bar{f}$$

Avec : I= moment d'inertie totale de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t (y_2 - c)^2$$

$$Y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{bx \frac{h^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{100 \times \frac{25^2}{2} + 15 \times 9.23 \times 23}{100 \times 25 + 15 \times 9.23} = 13.05 \text{ cm}$$

$$Y_2 = 25 - 13.05 = 11.95 \text{ cm} \quad Y_2 = 11.95 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} \times (13.05^3 + 11.95^3) + 15 \times 9.23 \times (11.95 - 2)^2 = 144671.48 \text{ cm}^4$$

$$I = 144671.48 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 108188.65 \text{ Mpa} \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{15 \times (3.7)^4 \times 10^6}{108188.65 \times 144671.48} = 0.0023 \text{ cm}$$

$$f = 0.0023 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.74 \text{ cm}$$

La flèche est vérifiée.

L'escalier sera ferrailé comme suit :

▪ **Aux appuis :** Armature principale : $A_p = 5\text{HA}12$ avec $e = 20 \text{ cm}$.
Armature secondaire : $A_r = 5\text{HA}10$ avec $e = 20 \text{ cm}$.

▪ **En travées :** Armature principale : $A_p = 6\text{HA}14$ avec $e = 15 \text{ cm}$.
Armature secondaire : $A_r = 6\text{HA}8$ avec $e = 15 \text{ cm}$.

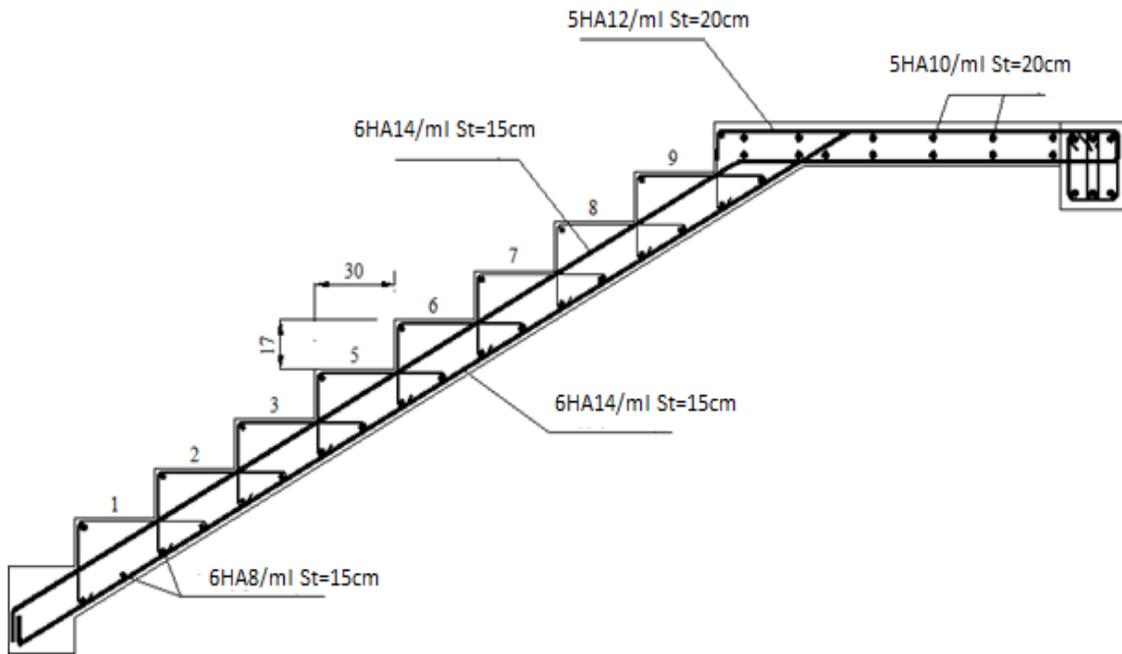


Figure : III.23 Plan de ferrailage d'escalier

III.6.6 Étude de la volée étage courant :

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{2.44}{8} = 30\text{cm}$$

a) Vérification de la relation de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 65 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 30 + (2 \times 17) = 64 \leq 65 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

L : longueur réelle de la pailleasse et du palier (entre appuis) : $L = L_1 + L_2$.

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.53}{2.44} = 0.627 \quad \rightarrow \quad \alpha = 32.08^\circ$$

$$\mathbf{L_1}$$
 : longueur de la pailleasse projetée. : $l_1 = \frac{2.44}{\cos \alpha} = 288 \text{ cm}$

On prend $l_1 = 3\text{m}$ pour les calculs

$$\mathbf{L_2}$$
 : longueur du palier: $l_2 = 1.26\text{cm}$

$$\mathbf{Donc} : L = 300 + 126 = 426 \text{ cm}$$

b) Épaisseur de la pailleasse :

L'épaisseur du palier et de la volée (e_p) et donnée par :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \quad \rightarrow \quad \frac{426}{30} \leq e_p \leq \frac{426}{20}$$

$$14.2\text{cm} \leq e_p \leq 21.4\text{cm}.$$

On prend une épaisseur: $e_p = \mathbf{15cm}$. Pour l'étage courant

III.6.7 Détermination des charges de calcul :

Le calcul s'effectuera pour une bande de (**1m**) d'embranchement et une bande de **1m** de projection horizontale de la volée. En considérons une poutre simplement appuyée en flexion simple.

1. Charges permanentes :

▪ Pailleasse :

$$\text{Poids propre de la pailleasse : } \frac{25 \times 0.15}{\cos(32.08)} = 4.42 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids de la marche : } 25 \times \frac{0.17}{2} \times 1\text{m} = 2.125 \text{ KN/ml}$$

Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit) :

$$(0.36 + 0.4 + 0.44 + 0.36) = 1.56 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids de garde-corps : brique et enduit : } 0.9 + 0.72 = 1.62 \text{ KN/ml}$$

$$\text{La charge totale de la pailleasse : } 4.42 + 2.125 + 1.56 + 1.62 = 9.725 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{G_{pailleasse} = 9.725 \text{ KN/ml.}}$$

▪ **Palier :**

Poids propre du palier : $25 \times 0.15 \times 1 = 3.75 \text{KN/ml}$

Poids propre du revêtement : 1.56KN/ml

La charge totale du palier : $G_{\text{palier}} = 3.75 + 1.56 = 5.31 \text{KN/ml}$

▪ **Mur :**

$Q_1 = 2.94 \times 1 = 2.94 \text{ KN/ml}$

2. Surcharge d'exploitation :

Le DTR de charges et surcharges nous donne :

$Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$

3. Combinaison des charges et surcharges :

a) **État limite ultime ELU**

$q_{\text{paillasse}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 9.725 + 1.5 \times 2.5 = 16.87 \text{KN/ml}$

$q_{\text{palier}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 2.5 = 10.91 \text{KN/ml}$

$q_{\text{mur}} = 1.35 Q_1 = 3.97 \text{ KN/ml}$

b) **État limite de service ELS**

$q_s \text{ paillasse} = G + Q = 12.22 \text{KN/ml}$

$q_s \text{ palier} = G + Q = 7.81 \text{KN/ml}$

$q_s \text{ mur} = Q_1 = 2.94 \text{ KN/ml}$

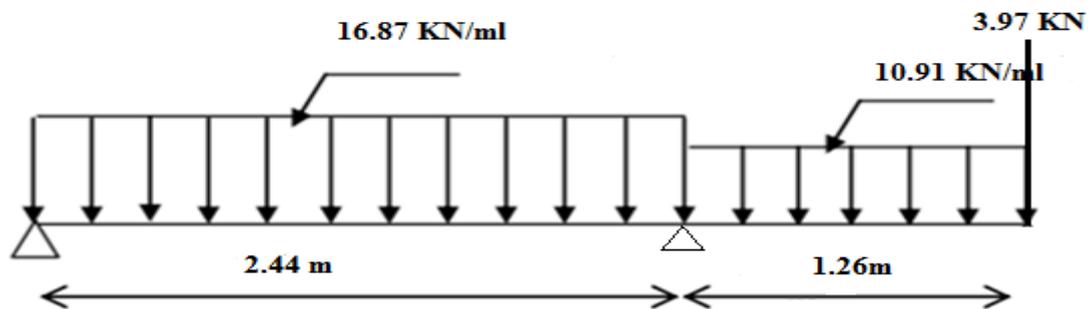


Figure : III.24 Schéma statique de calcul à l'ELU

c) **Calcul des réactions d'appuis :**

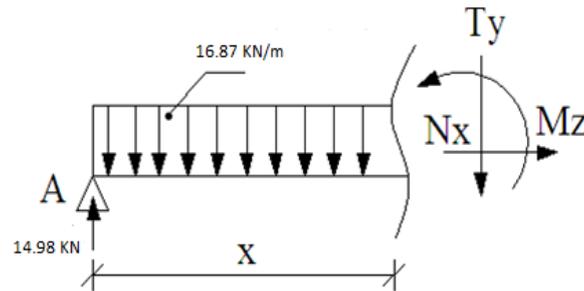
D'après les formules de la RDM:

$$\Sigma F=0 \quad R_A + R_B = 58.88 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A=0 \quad R_B = 43.89 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A=0 \quad R_A = 14.98 \text{ KN}$$

4. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:



▪ **1^{er} tronçon: $0 \leq X \leq 2.44\text{m}$**

a) Efforts tranchants :

$$\Sigma F/y = 0 \implies T = -16.87x + 14.98$$

$$X = 0 \text{ m} \implies T(0) = 14.98 \text{ KN}$$

$$X = 2.44 \text{ m} \implies T(2.44) = -26.18 \text{ KN}$$

b) Moments fléchissant :

$$\Sigma M/i = 0 \implies M = -8.435x^2 + 14.98x$$

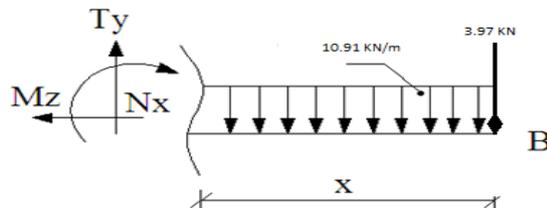
$$X = 0 \text{ m} \implies M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$X = 2.44 \text{ m} \implies M(2.44) = -13.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} \implies T = 0 \implies x = 0.88 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(0.88) = 6.65 \text{ KN.m}$$

▪ **2^{eme} tronçon $0 \leq X \leq 1.26\text{m}$**



a) Efforts tranchants :

$$\Sigma F/y = 0 \implies T = 10.91x + 3.97$$

$$X = 0 \text{ m} \implies T(0) = 3.97 \text{ KN}$$

$$X = 1.26 \text{ m} \implies T(1.26) = 17.73 \text{ KN}$$

b) Moments fléchissant :

$$\Sigma M/i = 0 \implies M = -5.455x^2 - 3.97x$$

$$X = 0 \text{ m} \implies M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$X = 1.26 \text{ m} \implies M(1.26) = -13.66 \text{ KN.m}$$

Tableau 3.1.3 : Résumé des efforts internes à L'ELU.

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T (KN)	M (KN .m)
$0 \leq X \leq 1.26$	$10.91x+3.97$	$-5.455x^2-3.97 x$	0	3.97	0
			1.26	17.73	-13.66
$0 \leq X \leq 2.44$	$-16.87x+14.98$	$-8.435x^2 +14.98 x$	0	14.98	0
			2.44	-26.18	-13.66

Remarque

Pour tenir en compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment $M_{u \max}$ aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

- **Moment en appuis:**

$$M_{u \text{ app}} = (-0.3) M_{u \max} = (-0.3) \times (6.65) = -1.995 \text{ KN.m}$$

$$M_{u 2} = (-0.3) \times -13.66 = 4.098 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée:**

$$M_{u \text{ travée}} = (0.85) M_{u \max} = (0.85) \times (6.65) = 5.65 \text{ KN.m}$$

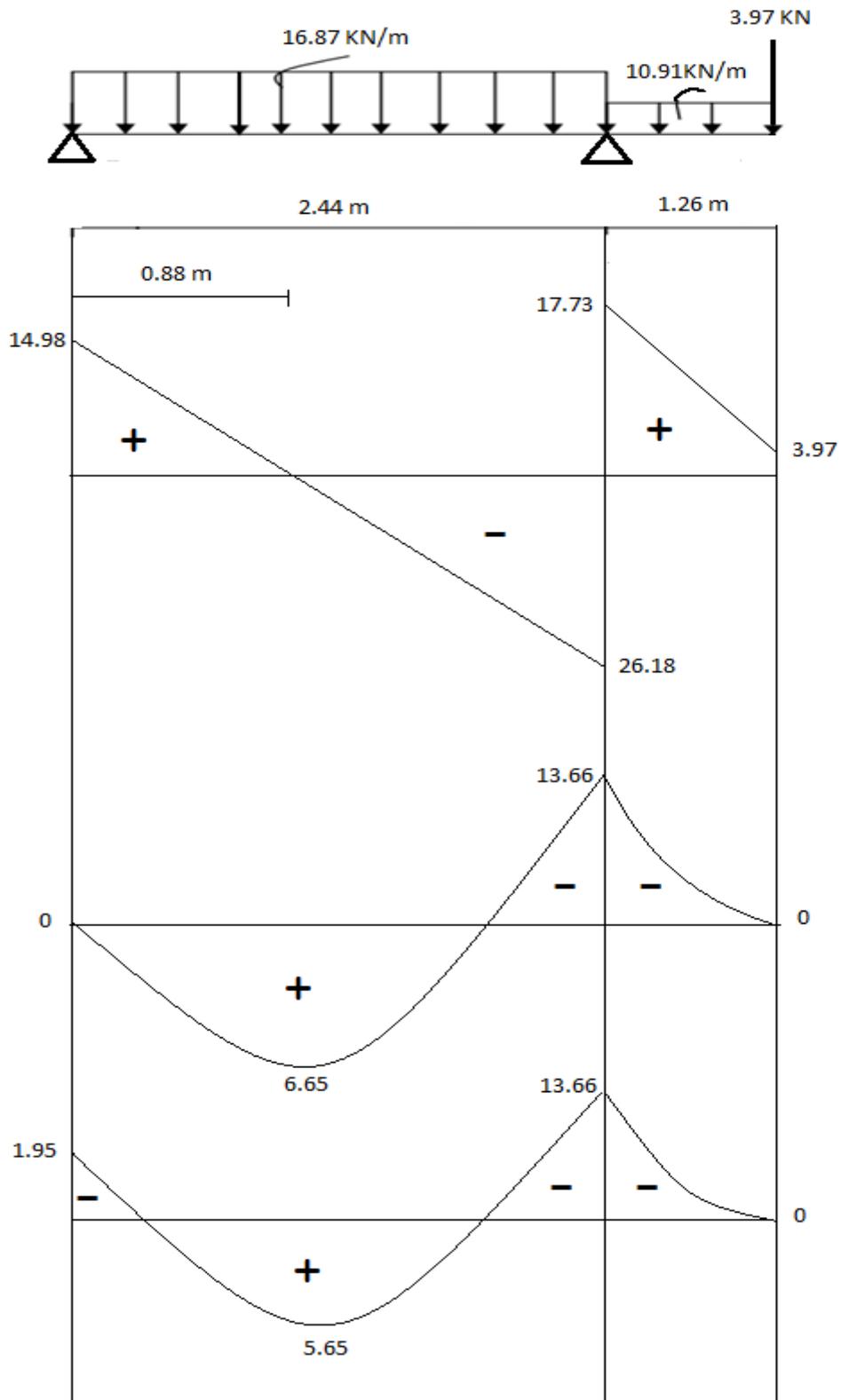
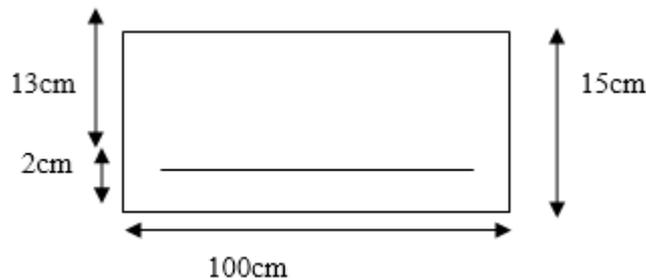


Figure : III.25 *diagramme des moments et des efforts tranchant a l'ELU*

III.6.7 Calcul des armatures à ELU :

Le ferrailage se fera pour une bonde de 1m en flexion simple. Pour cela on utilise les résultats des efforts tranchants et moments fléchissant définis dans la figure précédente.



Appuis 1 :

$$M_{u_{ap}} = 1.995 \text{ KN.m}$$

▪ Armatures principales

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_a = \frac{M_{u_{app}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.995 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.008$$

$$\mu_a = 0.008 < \mu_1 = 0.392 \quad \text{C'est une SSA}$$

$$\mu_a = 0.008 \rightarrow \beta = 0.996 .$$

$$A_a = \frac{M_{u_{app}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1.995 \times 10^3}{0.996 \times 13 \times 348} = 0.44 \text{ cm}^2 .$$

On opte pour **5HA10 = 3.92 cm²** avec **S_t = 20cm.**

▪ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 .$$

On opte pour : **5HA8 = 2.01 cm²** avec **S_t = 20cm.**

Appuis 2 :

$$M_{u_2} = 4.098 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_{u_{app}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4.098 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.018$$

$$\mu_a = 0.018 < \mu_1 = 0.392 \quad \text{C'est une SSA.}$$

$$\mu_a = 0.018 \rightarrow \beta = 0.991 .$$

$$A_a = \frac{M_{u_{app}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4.098 \times 10^3}{0.991 \times 13 \times 348} = 0.91 \text{ cm}^2 .$$

On opte pour **5HA10 = 3.92 cm²** avec **S_t = 20cm.**

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : **5HA8 = 2.01 cm²** avec **S_t = 20cm**.

- **En travée :**

$$M_{u_{tra}} = 5.65 \text{ KN.m}$$

- **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_{utr}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5.65 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.024$$

$$\mu = 0.024 < \mu_1 = 0.392 \quad \text{C'est une SSA.}$$

$$\mu = 0.024 \rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_{tr} = \frac{M_{utr}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5.65 \times 10^3}{0.988 \times 13 \times 348} = 1.26 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : **5HA10 = 3.92 cm²** avec **S_t = 20cm**.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{tr}}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA8 = 2.51 cm²** avec **S_t = 20cm**.

III.6.8 Vérifications à l'ELU

1) Répartition des barres :

c) Armatures principales :

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

Appui : $S_t = 20 \leq 33 \text{ cm}$ condition vérifiée.

Travée : $S_t = 20 \leq 33 \text{ cm}$ condition vérifiée.

d) Armatures de réparation :

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

Appui : $S_t = 20 \leq 45 \text{ cm}$ condition vérifiée.

Travée : $S_t = 20 \leq 45 \text{ cm}$ condition vérifiée.

e) Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art A.4.2.1)

- **En travées :**

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$A_{tr} = 3.92 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

- **Aux appuis :**

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$A_u^a = 3.92 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

3. Vérification à l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (BAEL 91/ Art A.5.22) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \text{ (BAEL 91/ Art. A.5.2.1, 211).}$$

$$\tau_u = \frac{26.18 \times 10^3}{10^3 \times 130} = 0.201 \text{ MPa}$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

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

$$0.201 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4. Influence de l'effort tranchant aux appuis

a) Influence sur le béton (BAEL 91/ Art 5.1.313)

On doit vérifier que : $T_u \leq 0.4b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ Avec : $a = 0.9d = 20.7 \text{ cm}$.

$$T_u = 26.18 \leq 0.4 \times 100 \times 13.5 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1}$$

$$T_u = 26.18 \text{ KN} < 900 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée.}$$

b) Influence sur l'acier (BAEL 91/ Art 5.1.313)

On doit vérifier que : $A_s \geq \left(T_u + \frac{M_{app}}{0.9d} \right) \frac{1.5}{f_e}$

$$5.56 \geq \left(55.47 + \frac{22.38}{0.9 \times 23} \right) \frac{1.5}{400}$$

$$A_s = 5.56 \text{ cm}^2 \geq 0.212 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifié}$$

5. Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres (Art A6.1.3, BAEL 91)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$.

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i : \text{ somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3.14 \times 10 = 157 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{26.18 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 157} = 1.425 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.425 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinal.

6. Ancrage des barres aux appuis : (BAEL91 Art A6-1.2.1)

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} \quad \text{Avec :} \quad \bar{\tau}_{se} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.84 \text{ MPa}$$

$$\Psi_s = 1.5 \quad f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

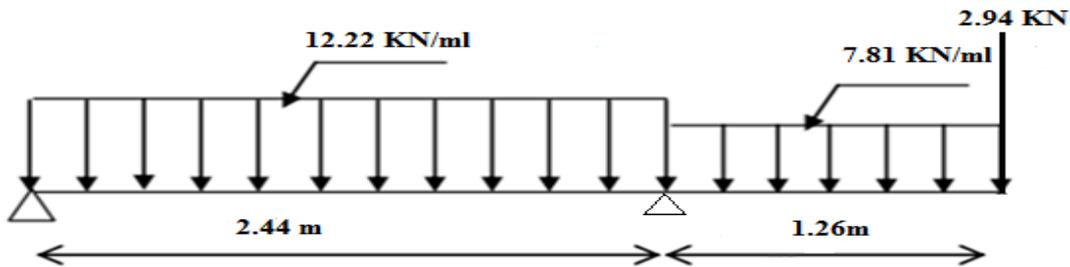
$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \text{ cm.}$$

Les règles de BAEL91 modifier99 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesuré hors crochet est au moins égale 0.4 l_s pour les ACIERS HA.

$$l_a = 0.4l_s = 0.4 \times 35.21 = 14.08 \text{ cm.} \quad \text{soit} \quad L_a = 15 \text{ cm}$$

III.6.9 Calcul des efforts interne à l'ELS :

Le calcul des réactions se fait avec les lois de RDM.



1. Les réactions d'appuis :

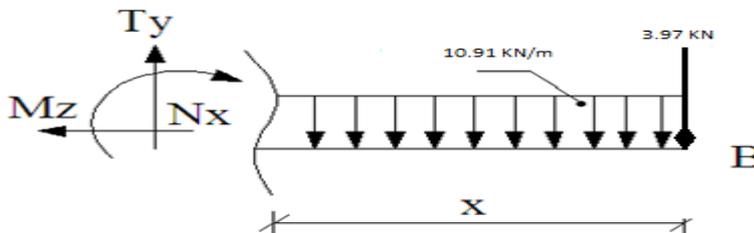
$$\sum F / y = 0 \quad R_A + R_B = (12.22 \times 2.44) + (7.81 \times 1.26) = 42.59 \text{ KN.}$$

$$\sum M / A = 0 \quad R_B = 31.79 \text{ KN.}$$

$$R_A = 42.59 - 31.79 = 10.79 \text{ KN} \quad R_a = 10.79 \text{ KN.}$$

2. Calcul des efforts internes (effort tranchant et moment fléchissant) :

▪ Tronçon 1 : 0 ≤ x ≤ 2.44m



a) Effort tranchant T :

$$\sum F / y = 0 \quad T - 10.79 + 10.91x = 0$$

$$T = -10.91x + 10.79$$

$$X = 0 \text{ m} \quad T(0) = 10.79 \text{ KN.}$$

$$X = 2.44 \text{ m} \quad T(2.44) = -19.02 \text{ KN.}$$

b) Moment fléchissant :

$$\sum F / i = 0 \quad M = -\frac{10.91}{2}x^2 + 10.79x$$

$$M = -5.455x^2 + 10.79x$$

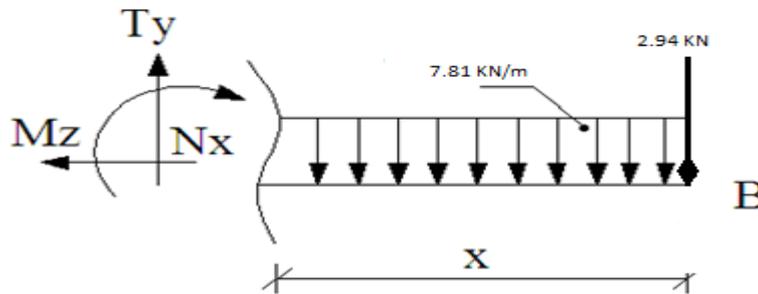
$$X = 0 \text{ m} \quad M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$X = 2.44 \text{ m} \quad M(2.44) = -10 \text{ KN.m}$$

$T = 0 \quad T = -12.22x + 10.79 \quad X = 0.88m$

Donc notre $M_{s_{max}} = 4.76 \text{ KN.m}$

▪ **Tronçon 2: $0 \leq x \leq 1.26m$**



a) **Effort tranchant T :**

$\sum F / y = 0 \quad T - 7.81x - 2.94 = 0$
 $T = 7.81x + 2.94$

$X = 0m \quad T(0) = 2.94 \text{ KN}$

$X = 1.26m \quad T(1.26) = 12.78 \text{ KN}$

b) **Moment fléchissant :**

$\sum F / i = 0 \quad M = -\frac{7.81}{2}x^2 - 2.94x$

$M = -3.905x^2 - 2.94x$

$X = 0m \quad M(0) = 0 \text{ KN.m}$

$X = 1.26m \quad M(1.26) = -10 \text{ KN.m}$

Tableau de résumé des efforts internes

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T (KN)	M (KN.m)
$0 \leq X \leq 2.44$	$-12.22x + 10.79$	$-6.11x^2 + 10.79x$	0	10.79	0
			1,10	-19.02	-10
$0 \leq X \leq 1.26$	$7.81x + 2.94$	$-3.905x^2 - 2.94x$	0	2.94	0
			2.40	12.78	-10

Remarque

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{s_{max}}$ au niveau des appuis et en travée.

▪ **Aux appuis:**

$M_{s_{ap}} = (-0.3) M_{s_{max}} = (-0.3) (4.76)$

$M_{s_{ap}} = -1.43 \text{ KN.m}$

$M_{s_2} = 10 \text{ KN.m}$

▪ **En travée :**

$M_{s_{tra}} = (0.85) M_{s_{max}} = 0.85 (4.76)$

$M_{s_{tra}} = 4.05 \text{ KN.m}$

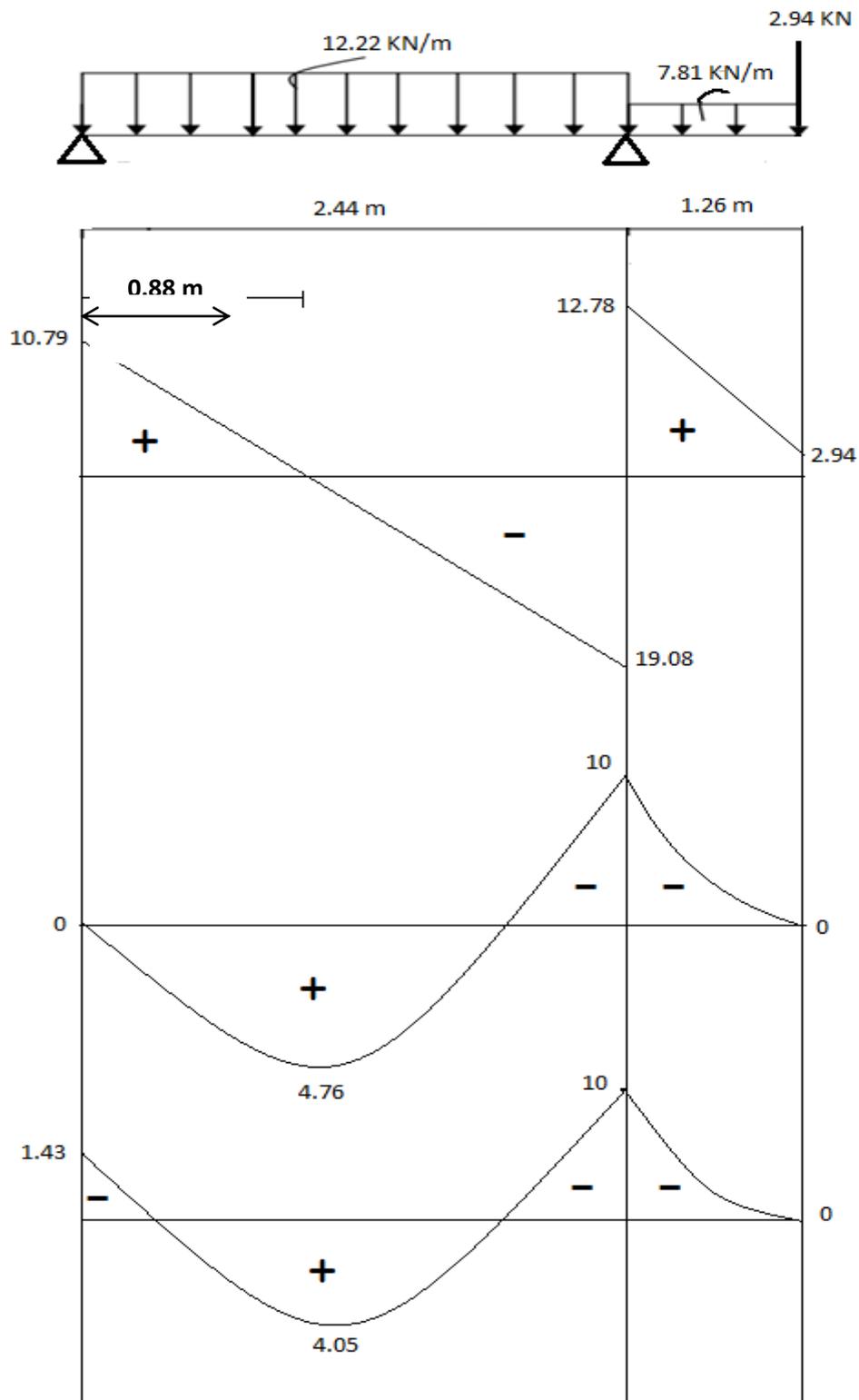


Figure : III.25 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

III.6.10 Vérifications à l'ELS

a) Vérification des contraintes dans le béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s^{max}}{\beta_1 x dx A_{st}}$$

▪ En travée

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 13} = 0.301$$

$$\rho_1 = 0.301 \Rightarrow \beta_1 = 0.914 \Rightarrow k_1 = 43.04$$

$$\sigma_{st} = \frac{4.05 \times 10^3}{0.914 \times 13 \times 3.92} = 86.95 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{86.95}{43.04} = 2.02 \text{ Mpa}$$

$$2.02 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ Mpa}$$

condition vérifiée.

▪ Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 13} = 0.301$$

$$\rho_1 = 0.301 \Rightarrow \beta_1 = 0.914 \Rightarrow k_1 = 43.04$$

$$\sigma_{st} = \frac{1.43 \times 10^3}{0.914 \times 13 \times 3.92} = 30.7 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{30.7}{43.04} = 0.71 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.71 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa.}$$

Condition vérifiée.

Appui 2 :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 13} = 0.301$$

$$\rho_1 = 0.301 \Rightarrow \beta_1 = 0.914 \Rightarrow k_1 = 43.04$$

$$\sigma_{st} = \frac{10 \times 10^3}{0.914 \times 13 \times 3.92} = 214.69 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{214.69}{43.04} = 4.98 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.98 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa.}$$

Condition vérifiée.

Conclusion

Les conditions sont vérifiées, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

b) Vérification de la flèche (B.6.5.2 BAEL91)

Selon les règles BAEL91 le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions si après ne sont pas vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

h : Hauteur de la poutre.

L : Longueur libre de la plus grande travée.

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

M_t : Moment max en travée.

M₀ : Moment max isostatique.

c) Vérification

h = 15 cm ; **L** = 370cm ; **A_{utr}** = 3.92 cm²

M_{str} = 4.05KN m ; **M₀** = 4.76 KN m ; **f_e** = 400 MPa

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{370} = 0.04 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.043 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{4.05}{10 \times 4.76} = 0.085 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{3.92}{100 \times 13} = 0.003 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Une condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de faire une vérification à la flèche.

d) Calcul de la flèche

On va vérifier la formule suivante

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0.74\text{cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{\max} l^4}{E_v I} \leq \bar{f}$$

Avec : I= moment d'inertie totale de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t (y_2 - c)^2$$

$$Y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{bx \frac{h^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{100x \frac{15^2}{2} + 15x3.92x13}{100x15 + 15x3.92} = 7.71\text{cm}$$

$$Y_2 = 15 - 7.71 = 7.29\text{ cm} \quad Y_2 = 7.29\text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} \times (7.71^3 + 7.29^3) + 15 \times 3.92x(7.29-2)^2 = 29836.61\text{ cm}^4$$

$$I = 29836.61\text{ cm}^4$$

$$E_v = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 108188.65\text{ Mpa} \quad f_{c28} = 25\text{Mpa}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{15x(3.7)^4 \times 10^6}{108188.65x29836.61} = 0.0023\text{cm}$$

$$f = 0.0038\text{ cm} \leq \bar{f} = 0.74\text{ cm}$$

La flèche est vérifiée.

L'escalier sera ferrillé comme suit :

- **Aux appuis :** Armature principale : $A_p = 5HA10$ $e=20cm.$
 Armature secondaire : $A_r = 5HA8$ $e=20cm.$
- **En travées :** Armature principale : $A_p = 5HA10$ $e=20cm.$
 Armature secondaire : $A_r = 5HA8$ $e=20cm.$

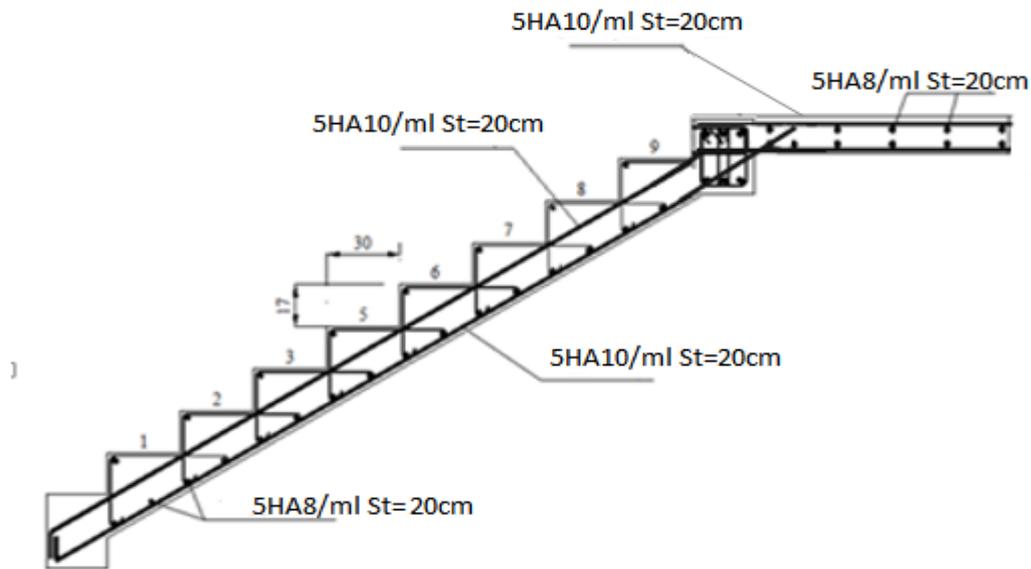


Figure : III.25 ferrillage de l'escalier de l'étage courant.

III.7 POUTRE PALIERE

III.7.1 Etude de la poutre palière

1. Définition

C'est une poutre qui se situe au niveau du palier intermédiaire à mi- étage, elle est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

Sa portée est de 3.2 m (entre nu d'appuis).

2. Pré dimensionnement

▪ Hauteur :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{320}{15} \leq h_t \leq \frac{320}{10} \Rightarrow 21.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 32 \text{ cm}$$

Selon le RPA99 $h_t \geq 30 \text{ cm}$.

On adopte $h_t = 30 \text{ cm}$. h_t : la hauteur de la poutre

L : portée libre de la poutre

▪ Largeur :

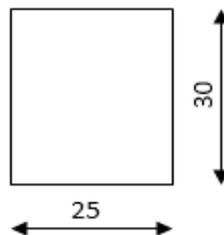
$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}.$$

b : largeur de la poutre.

Selon le RPA99, $b \geq 20 \text{ cm}$.

On adopte $b = 25 \text{ cm}$.

La poutre aura donc une section de $(25 \times 30) \text{ cm}^2$ comme suite :



3. Détermination des charges permanentes

- Poids propre de la poutre : $25 \times 0.25 \times 0.3 = 1.875 \text{ KN / ml}$.
- Réaction du palier (ELU) : $R_{ub}=55.47 \text{ KN}$.
- Réaction du palier (ELS) : $R_{sb}=40.36 \text{ KN}$.

a) Combinaison des charges

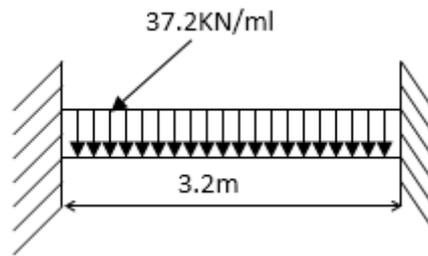
▪ A l'ELU

$$q_u = (1.35G + 2R_B/L) = (1.35 \times 1.875 + 2 \times 55.47/3.2) = 37.2 \text{ KN/ml}$$

b) Calcul de l'effort tranchant

$$Q_u \times \frac{L}{2} = \frac{37.2 \times 3.2}{2} = 59.52 \text{ KN}.$$

$$T = 58.28 \text{ KN}.$$



c) Moments fléchissant

$$M_0 = M_{\max} = q_u \times \frac{L}{2} = \frac{37.2 \times 3.2^2}{8} = 47.61 \text{ kN.m}$$

N.B :

Afin de tenir compte du semi encastrement de l'extrémité droite, on apporte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment au niveau de l'appui.

($M = 0,3M_{\text{tmax}}$) et en travée ($M = 0,85M_{\text{tmax}}$), ce qui donne le diagramme suivant :

$$M_{\text{travées}} = 0.85 M_0 = 0.85 \times 47.61 = 40.46 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{appuis}} = -0.3 M_0 = -0.3 \times 47.61 = -14.28 \text{ kN.m}$$

Diagrammes M et de T :

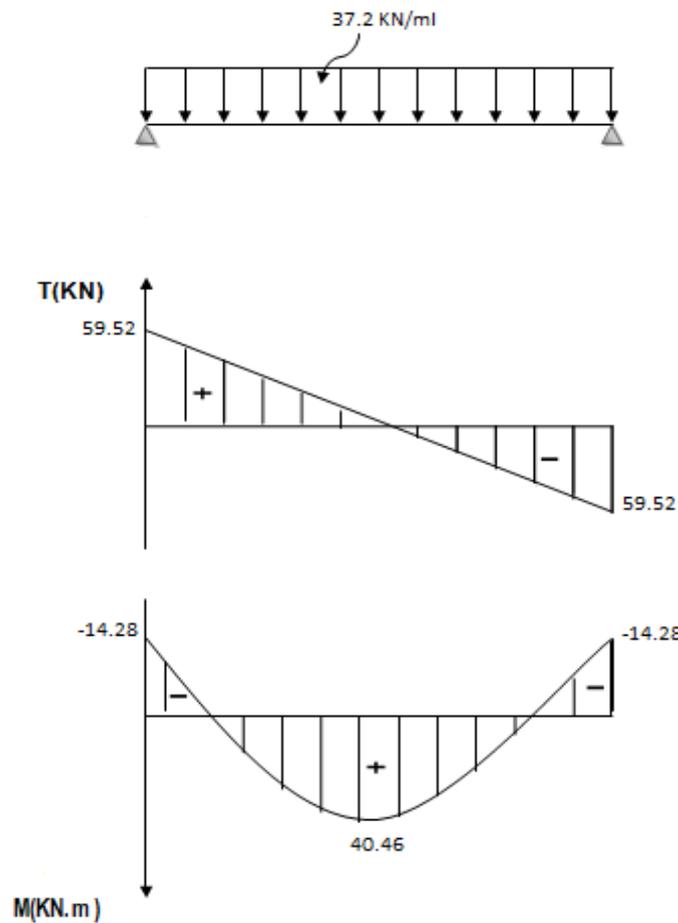


Figure : III.26 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

4. Calcul des armatures :

b = 25 cm, c = 2 cm, d = 28 cm.

a) Aux appuis :

Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{14.28 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.05$$

$$\mu_b = 0.051 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0.051 \Rightarrow \beta = 0.973$$

$$A^a = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{14.28 \times 10^3}{0.973 \times 28 \times 348} = 150 \text{ cm}^2$$

$A^a = 1.50 \text{ cm}^2$, soit **3HA12 = 3.39 cm²** Avec un espacement de 7 cm.

b) En travée :

Armatures principales : $M_u^t = 40.46 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{40.46 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2}$$

$$\mu_b = 0.145 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0.145 \Rightarrow \beta = 0.921$$

$$A^t = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{40.46 \times 10^3}{0.921 \times 28 \times 348} = 4.5 \text{ cm}^2$$

$A^t = 4.5 \text{ cm}^2$, soit **3HA14 = 4.62 cm²**. Avec un espacement de 7 cm

c) Calcul des armatures transversales :

- **Diamètre:** (B.A.E.L91 article : A.7.2.2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{b}{10}; \phi_L; \frac{h}{35}\right).$$

Avec :

ϕ_t : Diamètre des barres.

b : Largeur de la poutre ; b = 25 cm.

h : Hauteur de la poutre h = 30 cm.

ϕ_L : Le diamètre minimal des aciers longitudinaux ; $\phi_L = 1.4 \text{ cm}$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{25}{10}; 1.4; \frac{30}{35}\right) = \min(25; 14; 8.57 \text{ mm})$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

$$A_t = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = \frac{3.14 \times 0.8^2}{4} = 0.50 \text{ cm}^2.$$

Les armatures transversales seront constituées d'un seul cadre, et un étrier.

$$A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

▪ **Espacement des armatures transversales :**

Les espacements seront donnés comme suit :

Selon le (B.A.E.L91 article : A.5.1.22)

$$S_{t1} \leq \min(0,9.d;40cm) \Rightarrow S_{t1} \leq \min(25.2cm;40cm)$$

$$S_{t1} = 25 \text{ cm}$$

La section d'armature transversale doit vérifier :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{s_t \cdot b} \geq 0.4Mpa \quad (\text{BAEL 91 Art 5.1.23})$$

On obtient : $\frac{2.01 \times 400}{25 \times 25} \geq 0.4Mpa$ Condition vérifiée.

d) Vérification selon le (R.P.A99 article 7.5.2.2) :

L'espacement minimum entre les armatures transversales exigé par le R.P.A est déterminé

Dans la zone nodale et en travée : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi_L\right)$.

$$S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}; 12 \cdot 1.4\right) = \min(7.5; 16.8)$$

Soit : $S_t = 7 \text{ cm}$.

En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

e) Vérification de la quantité d'armature transversale :

$$A_{t \min} = 0.003 \times 7 \times 25 = 0.525 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{t \min} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.7.2 Vérification à L'E L U :

a) Condition de non fragilité : [BAEL 91 /ART.A.4.2,1]

▪ **En travée :**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 4.62 \text{ cm}^2.$$

▪ **Aux appuis :**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 3.39 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée.

b) Contrainte tangentielle :

Fissuration peu préjudiciable et les cadres à 90°.

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

La contrainte tangentielle maximale dans notre poutre est :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{59.52 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.850 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton et les armatures :

▪ **Influence sur le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 V_u}{b a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.267 \times b \times a \times f_{c28}$$

Avec : a= 0.9 x d=0.9x28=25.2cm.

$$V_u^{max} \leq 0.267 \times 25.2 \times 10 \times 250 \times 25 = 420525N$$

$$V_u^{max} = 59.52Kn < 420.525 KN$$

Condition vérifiée.

▪ **Influence sur l'acier:**

$$A_a \geq \frac{V_u + \frac{M_a}{0.9d}}{f_e / \gamma_s} \Rightarrow A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left\{ V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right\}$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left\{ 59.52 \times 10^3 - \frac{14.25 \times 10^6}{0.9 \times 280} \right\} = 8.2 mm^2$$

$$3.39 cm^2 > 0.082 cm^2$$

Condition vérifiée.

d) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres [BAEL 91/ART A.6.1.3]

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 MPa.$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3.14 \times 1.4 = 13.1 cm.$$

$$\tau_{se} = \frac{59.52 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 131.88} = 1.79 MPa.$$

$$\tau_{se} = 1.79 MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

III.7.3 Calcul à L'ELS :

1. Combinaison de charges :

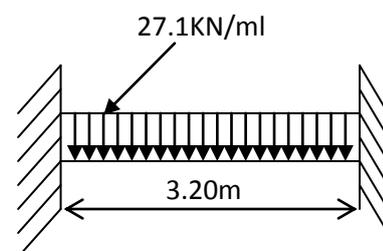
$$q_s = (G + 2R_B / L) = (1.875 + 2 \times 40.36 / 3.2) = 27.1 KN/ml$$

2. Efforts tranchants :

$$T = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{27.1 \times 3.2}{2} = 43.36 KN/ml$$

3. Moments isostatique :

$$M_o = M_{max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{27.1 \times 3.2^2}{8} = 34.68 KN.m$$



N.B

Afin de tenir compte du semi encastrement des extrémités, on apporte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment au niveau de l'appui ($M = 0.3M_{tmax}$) et en travée ($M = 0.85M_{tmax}$), ce qui donne le diagramme suivant :

$$M_{travées} = 0.85 M_0 = 0.85 \times 34.68 = 29.47 \text{KN.m}$$

$$M_{appuis} = -0,3 M_0 = -0.3 \times 34.68 = -10.4 \text{KN.m}$$

III.7.4 Vérification à L'ELS :**a) Vérification de la résistance à la compression du béton :**

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

▪ Aux appuis :

$$M_A = 10.4 \text{KN.m}.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_A}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.484 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.895 \\ K_1 = 32.62. \end{cases}$$

b) La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_A}{\beta_1 \times d \times A_A} = \frac{10.4 \times 10^6}{0.895 \times 280 \times 3.39 \times 10^2} = 122.42 \text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{122.42}{32.62} = 3.75 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ En travée :

$$M_t = 47.17 \text{KN.m} ; A_{St} = 4.62 \text{cm}^2.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{St}}{b \times d} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 28} = 0.66 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.881. \\ K_1 = 27.02 \end{cases}$$

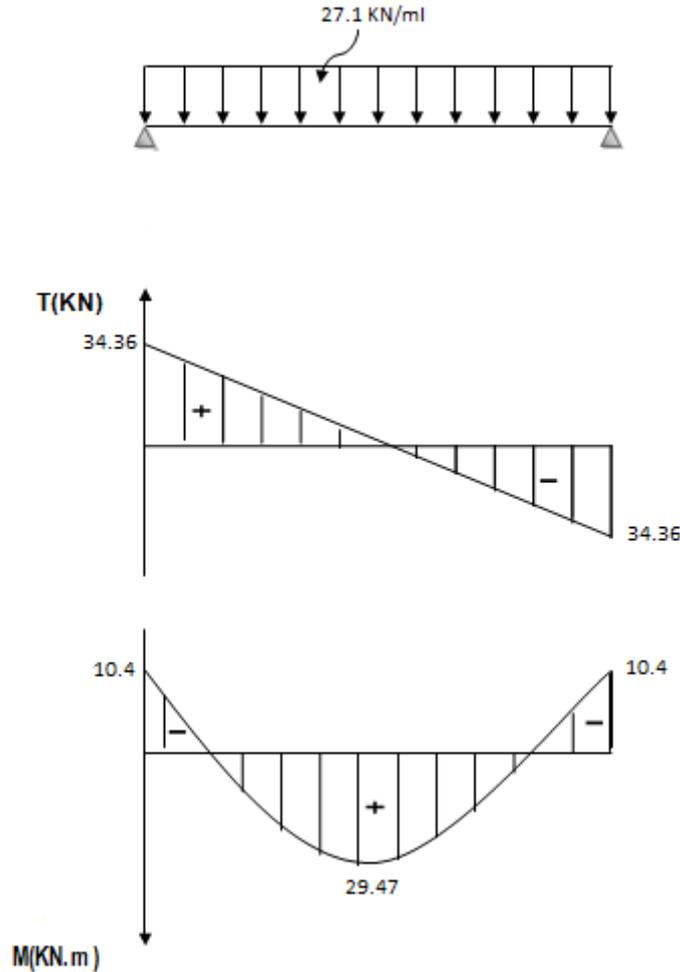


Figure : III.27 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

c) La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{29.47 \times 10^6}{0.881 \times 280 \times 4.62 \times 10^2} = 258.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{258.58}{33.54} = 7.71 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration peu préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire.

e) Vérification de la flèche [BAEL 91.modifié 99. /ART B.6.5, 2]

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \text{ Qui implique : } \frac{h}{L} > \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ on a } \frac{30}{320} = 0.09 \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \text{ Qui implique : } \frac{30}{320} = 0.09 \geq \frac{1}{10} \times \frac{29.47}{34.68} = 0.084 \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ Qui implique : } \frac{4.62}{25 \times 28} = 0.0066 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ Condition vérifiée.}$$

Conclusion : vu que les conditions sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

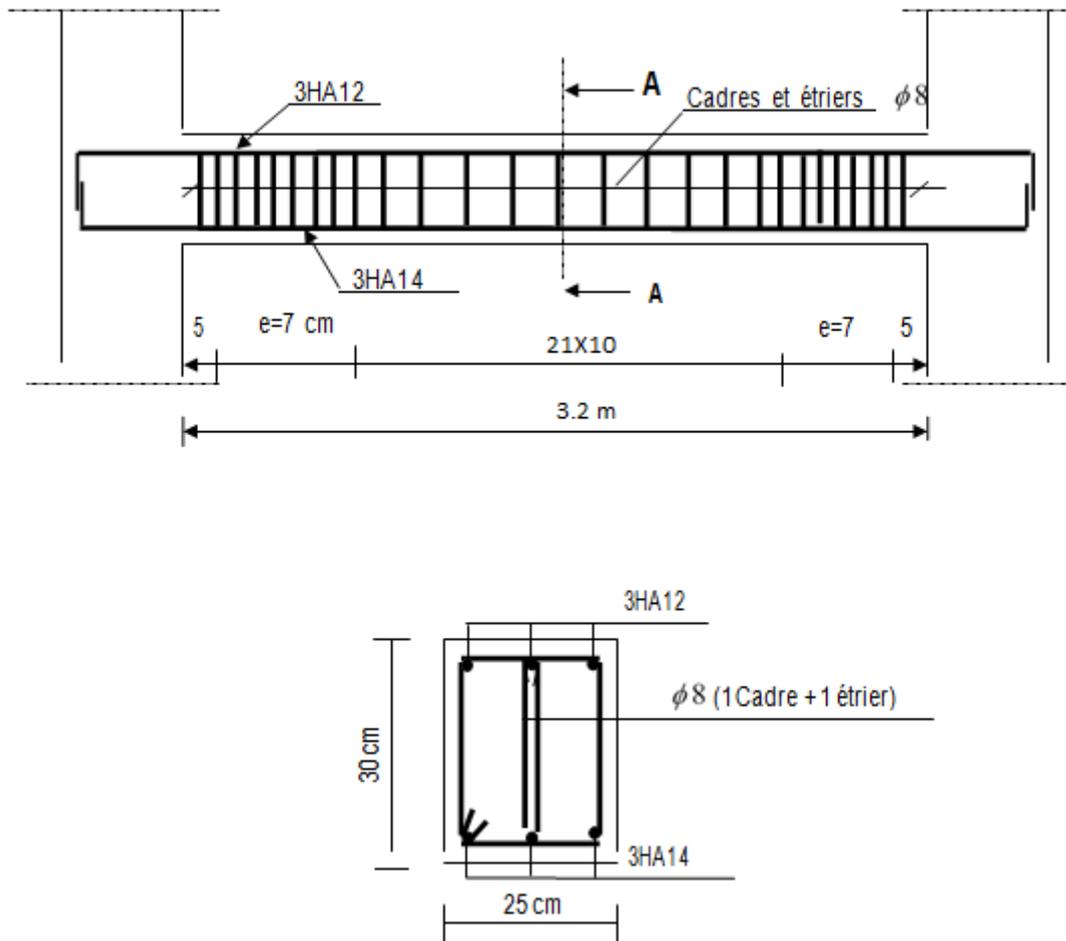


Figure : III.28 schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.8 POUTRE PALIER ETAGES COURANTS

1. Pré dimensionnement

▪ **Hauteur :**

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{320}{15} \leq h_t \leq \frac{320}{10} \Rightarrow 21.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 32 \text{ cm}$$

h_t : la hauteur de la poutre

L : portée libre de la poutre

Selon le RPA99 $h_t \geq 30 \text{ cm}$.

On adopte $h_t = 30 \text{ cm}$.

▪ **Largeur :**

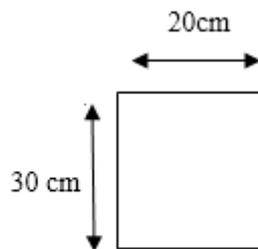
$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

b : largeur de la poutre.

Selon le RPA99, $b \geq 20 \text{ cm}$.

On adopte $b = 20 \text{ cm}$.

La poutre aura donc une section de $(20 \times 30) \text{ cm}^2$



Détermination des charges permanentes

- Poids propre de la poutre : $25 \times 0.20 \times 0.3 = 1.5 \text{ KN / ml}$.
- Réaction du palier (ELU) : $R_{ub}=26.18 \text{ KN}$.
- Réaction du palier (ELS) : $R_{sb}=19.02 \text{ KN}$.

a) combinaison des charges

▪ A l'ELU

$$q_u = (1.35G + 2R_B/L) = (1.35 \times 1.5 + 2 \times 26.18/3.2) = 18.38 \text{ KN/ml}$$

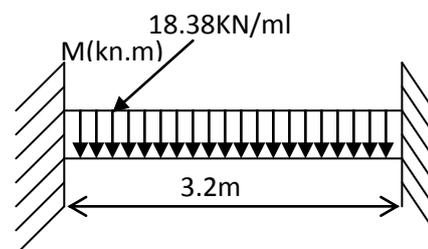
b) Calcul des efforts tranchant

$$T = Q_u \times \frac{L}{2} = \frac{18.38 \times 3.2}{2} = 29.4 \text{ KN}$$

$$T = 29.4 \text{ KN}$$

c) Moments fléchissant

$$M_o = M_{\max} = Q_u \times \frac{L^2}{2} = \frac{18.38 \times 3.2^2}{8} = 23.52 \text{ KN}$$



N.B :

Afin de tenir compte du semi encastrement de l'extrémité droite, on apporte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment au niveau de l'appui.

($M = 0.3M_{tmax}$) et en travée ($M = 0.85M_{tmax}$), ce qui donne le diagramme suivant :

$$M_{travée} = 0.85 M_0 = 0.85 \times 23.52 = 20 \text{ KN.m}$$

$$M_{appuis} = -0.3 M_0 = -0.3 \times 23.52 = -7.05 \text{ KN.m}$$

Diagrammes M et de T :

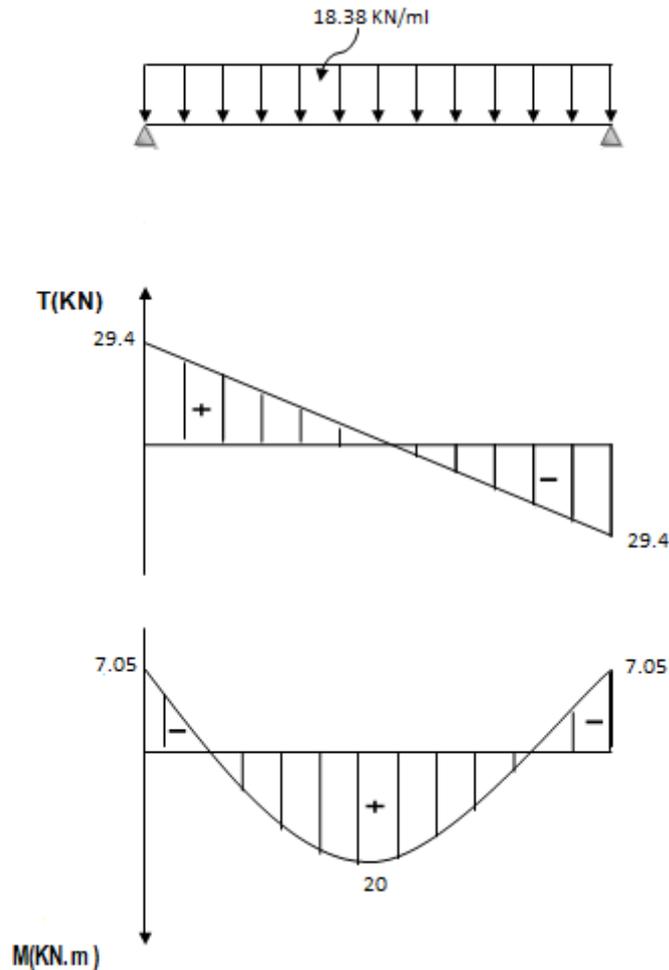


Figure : III.29 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

2. Calcul des armatures :

$b = 20 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$, $d = 28 \text{ cm}$.

a) Aux appuis :

- Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7.05 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0.031$$

$$\mu_b = 0.031 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0.031 \Rightarrow \beta = 0.984$$

$$A^a = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{7.05 \times 10^3}{0.984 \times 28 \times 348} = 0.73 \text{ cm}^2$$

$A^a = 0.73 \text{ cm}^2$, soit **3HA8 = 1.5 cm²** Avec un espacement de 7 cm.

b) En travée :

Armatures principales : $M_u^t = 20 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{20 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2}$$

$$\mu_b = 0.089 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0.089 \Rightarrow \beta = 0.953$$

$$A^t = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{20 \times 10^3}{0.953 \times 28 \times 348} = 2.15 \text{ cm}^2$$

$A^t = 2.15 \text{ cm}^2$, soit **3HA12 = 3.39 cm²**. Avec un espacement de 7 cm

c) Calcul des armatures transversales :

- **Diamètre:** (B.A.E.L91 article : A.7.2,2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{b}{10}; \phi_L; \frac{h}{35}\right).$$

Avec :

ϕ_t : Diamètre des barres.

b : Largeur de la poutre ; b = 20 cm.

h : Hauteur de la poutre h = 30 cm.

ϕ_L : Le diamètre minimal des aciers longitudinaux ; $\phi_L = 1.2 \text{ cm}$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{25}{10}; 1.2; \frac{30}{35}\right) = \min(25; 1.2; 8.57 \text{ mm})$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

$$A_t = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = \frac{3.14 \times 0.8^2}{4} = 0.50 \text{ cm}^2.$$

Les armatures transversales seront constituées d'un seul cadre, et un étrier.

$$A_t = 4\phi^2 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

- **Espacement des armatures transversales :**

Les espacements seront donnés comme suit :

Selon le (B.A.E.L91 article : A.5.1,22) :

$$S_{t1} \leq \min(0,9 \cdot d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t1} \leq \min(25.2 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

$$S_{t1} = 25 \text{ cm}.$$

La section d'armature transversale doit vérifiée :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{s_t \cdot b} \geq 0.4 \text{ Mpa} \quad (\text{BAEL 91 Art 5.1.23})$$

On obtient : $\frac{2.01 \times 400}{25 \times 20} \geq 0.4 \text{ Mpa}$ condition vérifiée.

d) Vérification selon le (R.P.A99 article 7.5.2.2) :

L'espace minimum entre les armatures transversales exigé par le R.P.A est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_L\right)$.

$$S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}; 12 \cdot 1.2\right) = \min(7.5; 14.4)$$

Soit $S_t = 7\text{cm}$

En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15\text{cm}$

Soit $S_t = 15\text{cm}$

e) Vérification de la quantité d'armature transversale :

$$A_{t_{\min}} = 0.003 \times 7 \times 20 = 0.42\text{cm}^2 < 2.01\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{t_{\min}} = 0.003 \times 15 \times 20 = 0.9\text{cm}^2 < 2.01\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.8.3 Vérification à L'ELU :**a) Condition de non fragilité : [BAEL 91 /ART.A.4.2,1]****▪ En travée :**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 20 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.676\text{cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 3.39\text{cm}^2.$$

▪ Aux appuis :

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 20 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.676\text{cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 1.51\text{cm}^2$$

La condition est vérifiée.

b) Contrainte tangentielle :

Fissuration peu préjudiciable et les cadres à 90°.

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

La contrainte tangentielle maximale dans notre poutre est :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{29.4 \times 10^3}{200 \times 280} = 0.525\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton et les armatures :**▪ Influence sur le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 V_u}{b a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.267 \times b \times a \times f_{c28}$$

Avec a : $0.9 \times d = 0.9 \times 28 = 25.2\text{cm}$

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 25.2 \times 10 \times 200 \times 25 = 336420 \text{N}$$

$$V_u^{\max} = 29.4 \text{Kn} < 336.420 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

▪ **Influence sur l'acier:**

$$A_a \geq \frac{V_u + \frac{M_a}{0.9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left\{ V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right\}$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left\{ 29.4 \times 10^3 - \frac{7.05 \times 10^6}{0.9 \times 280} \right\} = 4.09 \text{mm}^2$$

$$1.50 \text{cm}^2 > 0.04 \text{cm}^2$$

Condition vérifiée.

d) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres [BAEL 91/ART A.6.1.3]

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 113.04 \text{cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{29.4 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 113.04} = 0.83 \text{MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.83 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ La condition est vérifiée, il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

III.8.4 Calcul à L'ELS :

1. Combinaison de charges :

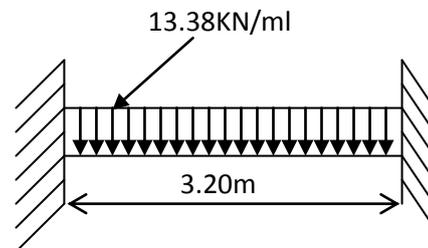
$$q_s = (G + 2R_B / L) = (1.5 + 2 \times 19.02 / 3.2) = 13.38 \text{KN/ml}$$

2. Efforts tranchants :

$$T = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{13.38 \times 3.2}{2} = 21.4 \text{KN/ml}$$

3. Moments isostatique

$$M_o = M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{13.38 \times 3.2^2}{8} = 17.12 \text{KN.m}$$



N.B. Afin de tenir compte du semi encastrement des extrémités, on apporte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment au niveau de l'appui ($M = 0,3M_{\max}$) et en travée ($M = 0,85M_{\max}$), ce qui donne le diagramme suivant :

$$M \text{ travées} = 0.85 M_o = 0.85 \times 17.12 = 14.55 \text{KN.m}$$

$$M \text{ appuis} = -0,3 M_o = -0.3 \times 17.12 = -5.13 \text{KN.m}$$

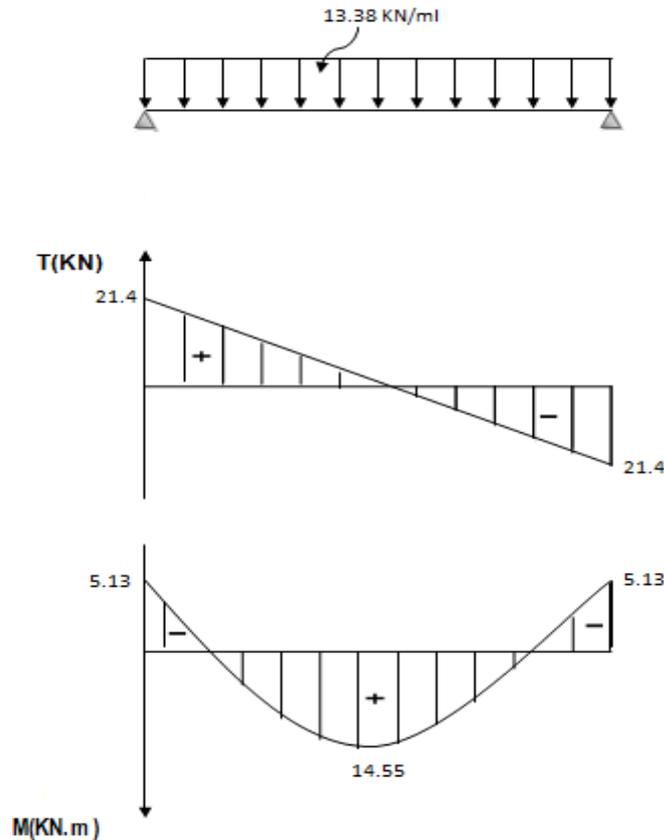


Figure : III.30 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

III.8.5 Vérification à L'ELS :

a) Vérification de la résistance à la compression du béton :

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

▪ Aux appuis :

$$M_A = 5.13 KN.m.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_A}{b \times d} = \frac{100 \times 1.5}{20 \times 28} = 0.267 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.918 \\ K_1 = 45.98. \end{cases}$$

b) La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_A}{\beta_1 \times d \times A_A} = \frac{5.13 \times 10^6}{0.918 \times 280 \times 1.5 \times 10^2} = 133.05MPa.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{133.05}{45.98} = 2.89MPa < 15MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ En travée :

$$M_t = 14.55KN.m ; A_{St} = 3.39cm^2.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{St}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 28} = 0.605 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.885. \\ K_1 = 28.48 \end{cases}$$

c) La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{14.55 \times 10^6}{0.885 \times 280 \times 3.39 \times 10^2} = 173.2 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{173.2}{28.48} = 6.08 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration peu préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire.

e) Vérification de la flèche : [BAEL 91.modifié 99. /ART B.6.5, 2] :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \text{Qui implique : } \frac{h}{L} > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{on a } \frac{30}{320} = 0.09 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \quad \text{Qui implique : } \frac{30}{320} = 0.09 \geq \frac{1}{10} \times \frac{14.55}{17.12} = 0.085 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{Qui implique : } \frac{3.39}{20 \times 28} = 0.0060 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : vu que les conditions sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

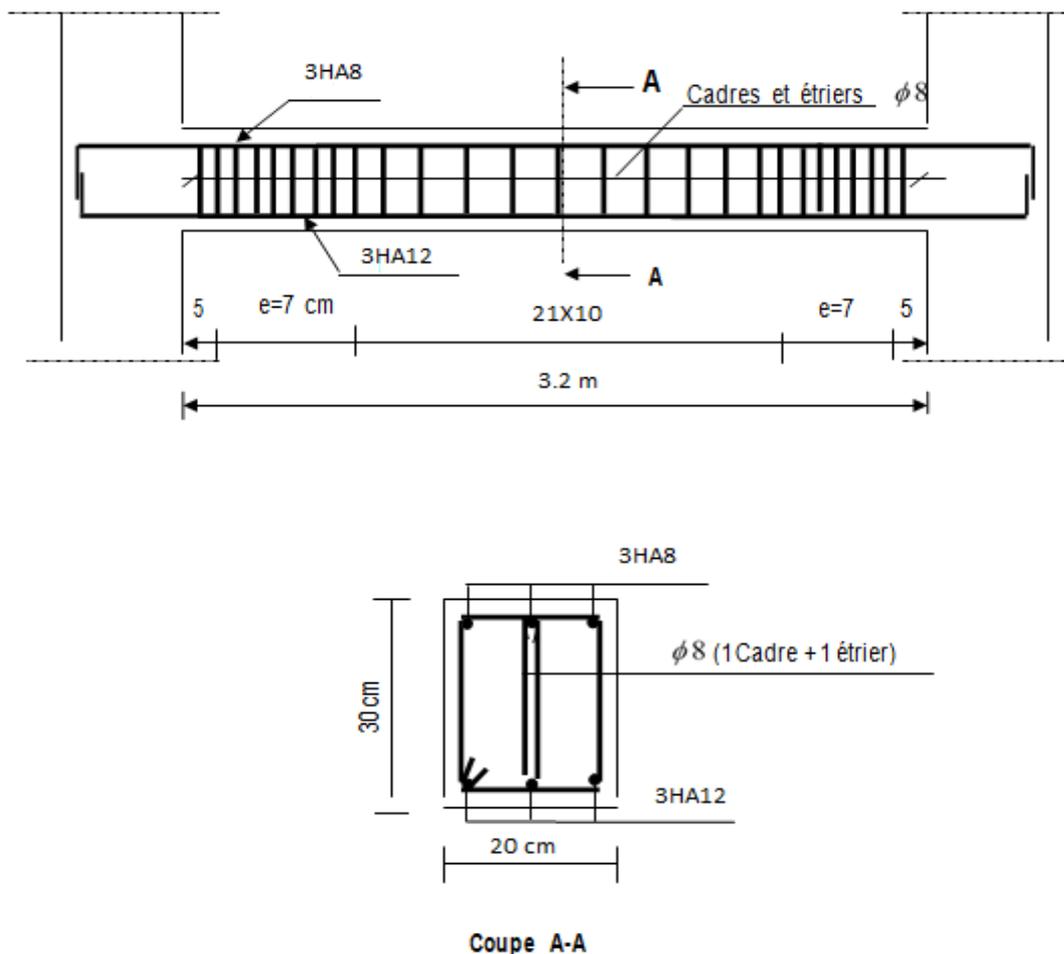


Figure : III.31 schéma de ferrailage de la poutre palière 2.

Chapitre IV

PRESENTATION DU LOGICIEL ROBOT

V.1 INTRODUCTION :

V.1.1 Description du logiciel :

Le système **Robot** est un progiciel dédié à l'analyse et au calcul des structures de génie civil. **Robot** dispose, en effet, de plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calcul de la structure, dimensionnement et génération des dessins d'exécution des éléments dimensionnés).

La définition de la structure est réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet. On peut, cependant, importer la géométrie de la structure lorsque celle-ci est créée et définie dans un logiciel de CAO tel qu'AUTOCAD.

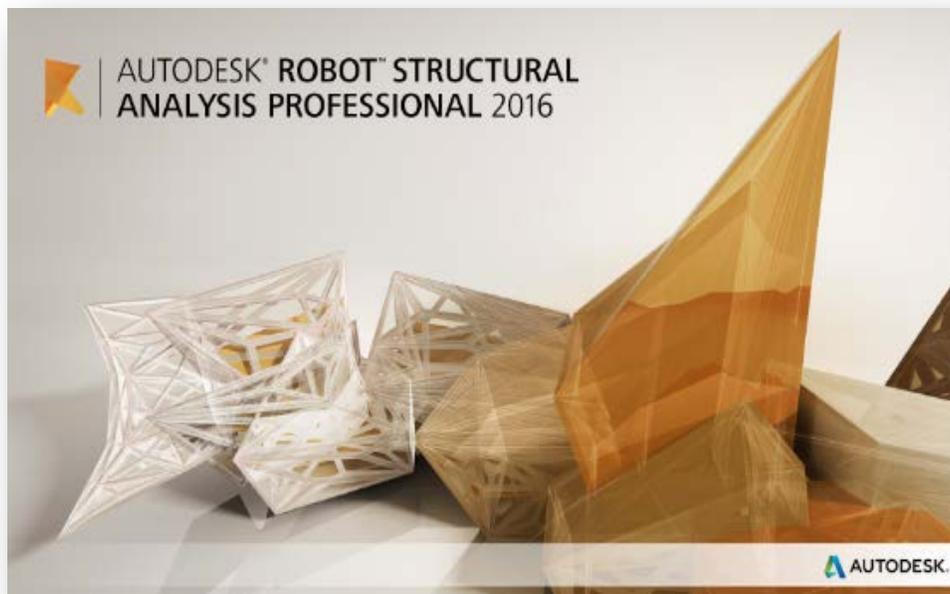


Figure IV.1 : Page d'accueil du logiciel ROBOT.

1.1 Etapes de calcul à suivre dans Robot :

1.2.1 Choix du type de structure :

Pour notre cas on choisit étude d'une Coque comme montré sur la figure IV.2.

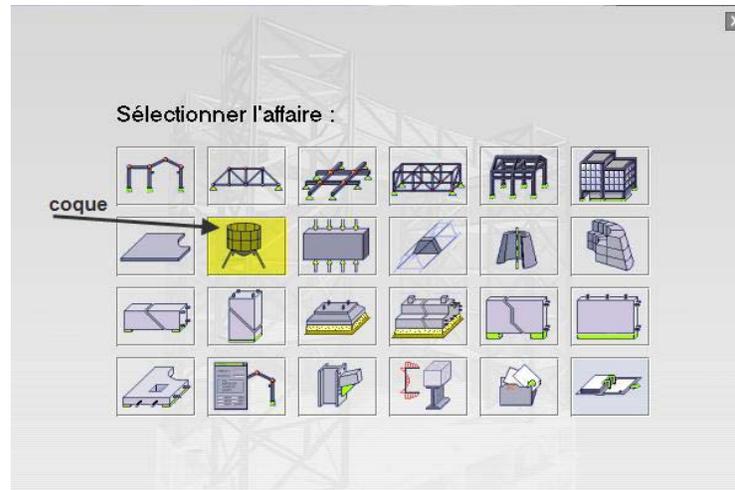


Figure IV.2 : *Choix de la structure à étudier.*

1.2.2 Configuration des préférences de l'affaire :

Dans le menu « **outils** » on choisit « **préférences de l'affaire** » pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire.

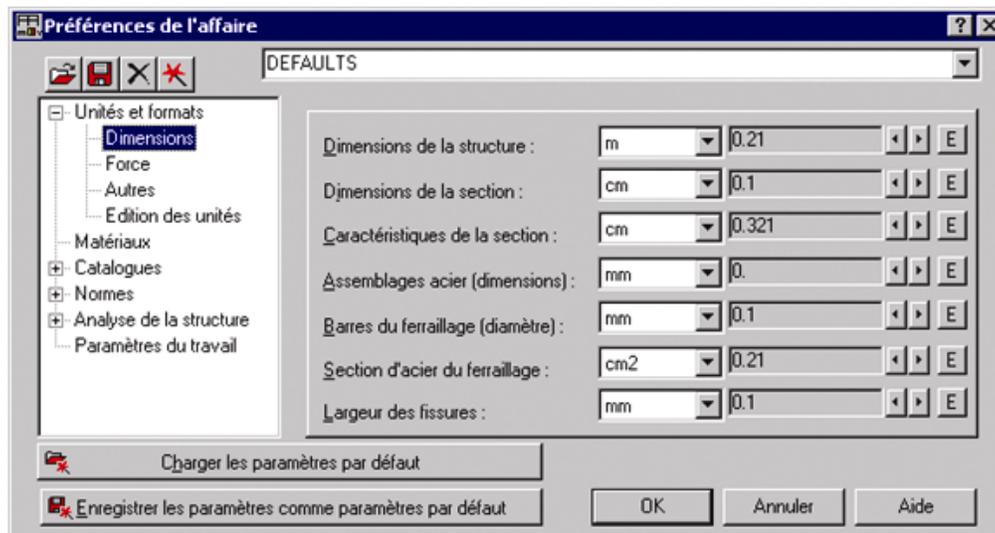


Figure IV.3 : *Préférences de l'affaire.*

-Unités et formats :

Dimensions : mettez toutes les valeurs avec trois (3) chiffres après la virgule.

Force : mettez la Force (KN), le Moment (KN.m), et la Contrainte (KN/m²).

Autres : mettez le Déplacement (cm), Rotation (deg), Température (°C), Poids (KN) et la Masse (kg).

Edition des unités : mettez les longueurs (m), Force (N) et Masse (kg).

-Matériaux : mettez la Langue (Français), Acier (acier), Béton (béton), Aluminium (Aluminium) et Bois (CR_RESIN C18).

-Catalogue :

Barres d'armatures : Sélectionner BAEL99 et cliquer sur l'icône

Treillis soudés : Sélectionner BIOMETAL et cliquer sur l'icône

-Normes de conceptions : Pour Structure acier et aluminium avec Assemblage acier (CM66), Structure bois (CB71), Béton armé (BAEL91 mod.99, et Géotechnique (DTU 13.12).

Charges : Pondérations (BAEL91), Charges de neige et vent (NV65/N84mod.96), Charges sismique (RPA99 (2003)).

- Analyse de la structure : Cocher (liaisons rigides).

Analyse modale : Dans la rubrique Type de matrice de masse coché (Cohérente).

-Paramètres du travail : Dans type de maillage sélectionné (Normal).

Avant de cliquer sur OK, donner un nom à la nouvelle configuration.

1.2.3 Lignes de construction :

Avant de dessiner la structure, on doit créer les lignes de construction qui servent à modéliser la structure. Dans la barre d'outils « Modèle de structure », on clique sur l'icône : 

Les cotes des lignes de construction de la structure sont introduites dans la fenêtre donnée ci-dessous dans un système de coordonnées cartésiennes.

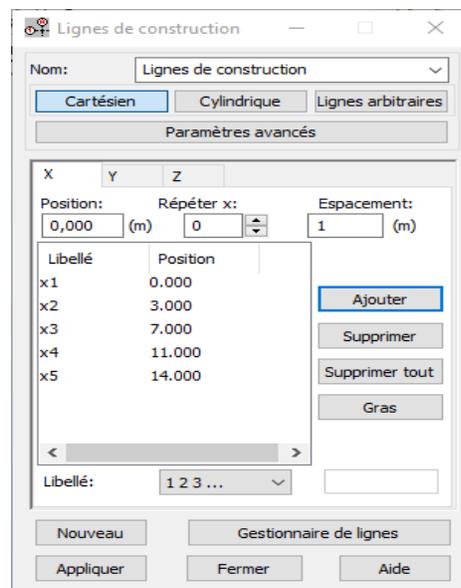


Figure IV.4 : Lignes de construction.

1.2.4 Profilés des barres :

Cette étape permet de définir les différentes sections. Dans la barre d'outils « Modèle de structure », on clique sur l'icône :



Puis on clique sur « Définir un nouveau profilé » et on choisit le type et la géométrie de notre section, en introduisant les dimensions de nos éléments.

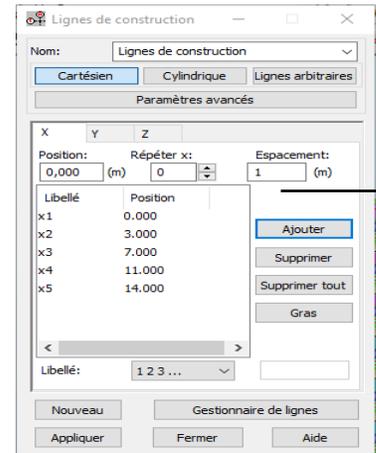
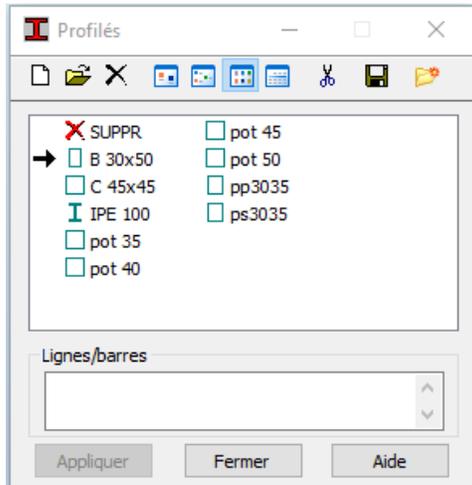


Figure IV.5 : Choix des profilés des barres.

1.2.5 Création du modèle de la structure :

Avec la commande « Barre »  dans la barre d'outils, on choisit l'élément et sa section. Le dessin du modèle de la structure est fait suivant les lignes de construction.

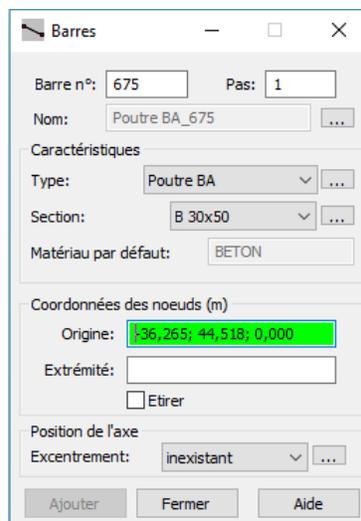


Figure IV.6 : Modélisation des poteaux et des poutres.

Après avoir dessiné la structure, le logiciel permet de donner aux éléments de la structure les attributs. Pour choisir les attributs à afficher à l'écran, on clique sur l'icône « Affichage des attributs » qui se trouve en bas et à gauche de la fenêtre de ROBOT.

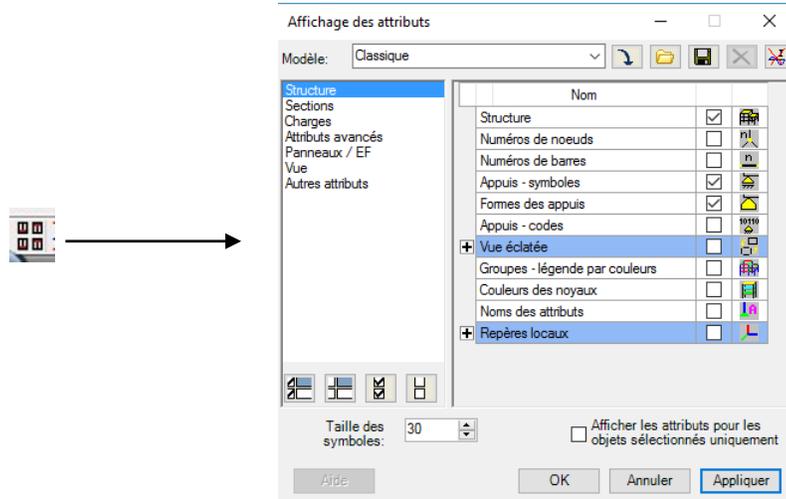
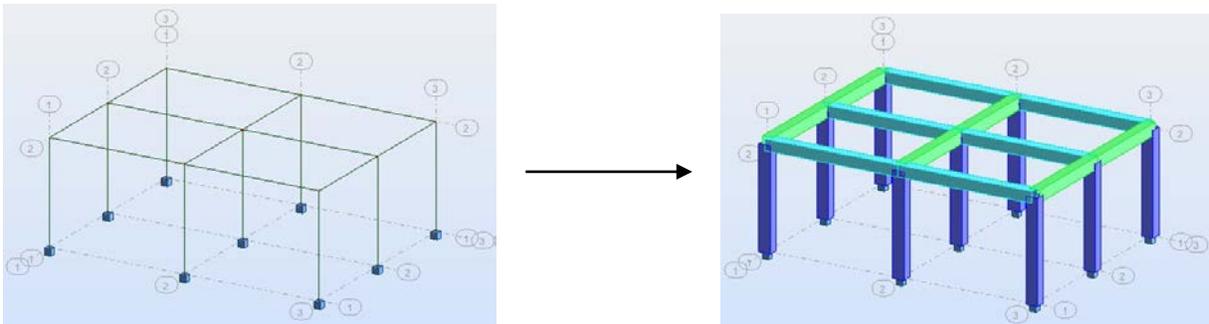


Figure IV.7 : Boite de dialogue « Affichage des attributs »

Exemple :



1.2.6 Définition des éléments panneaux:

Apartir du menu déroulant « **structure** », « **caractéristiques** » puis « **Epaisseur EF** », ou bien en

Cliquant sur l'icône  dans la barre d'outils vertical à droite de l'écran. Une boîte de dialogue Apparaît, après un clic sur « **définir nouvelle épaisseur** » et sur l'onglet « **Uniforme** » on Introduit le nom, l'épaisseur et sa variation ainsi que le matériau du panneau.

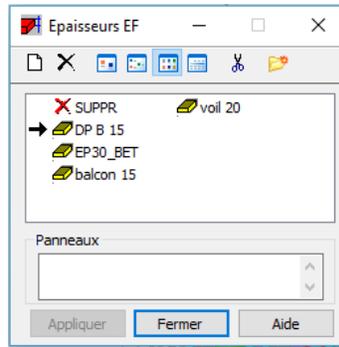


Figure IV.8 : définition des éléments panneaux.

1.2.6 Définition des voiles de contreventement :

Dans la barre d'outils « Modèle de structure » de l'interface ROBOT on clique sur l'icône  pour introduire les caractéristiques géométriques des voiles (épaisseur). On clique sur le bouton « Définir nouvelle épaisseur ». On choisit l'onglet « Uniforme » et on introduit le nom, l'épaisseur et le type de la géométrie ainsi que le matériau.

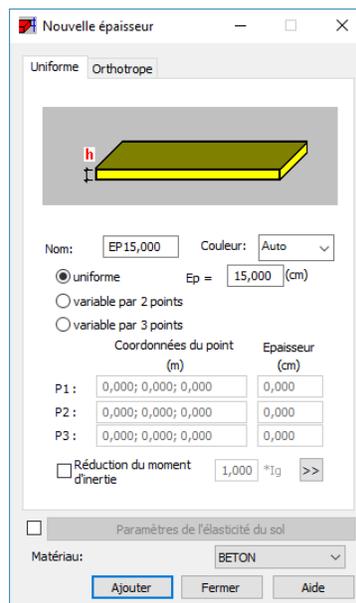


Figure IV.8 : Epaisseur des voiles.

Avant de modéliser les voiles, on crée leurs lignes de construction, comme montré précédemment. On doit, pour cela, définir les contours des voiles. On clique sur l'icône « Polyligne-contour »  et on coche la case contour ainsi que la case « Panneau » du bouton « Paramètres ». La construction du contour peut se faire aussi bien en mode graphique qu'en mode texte.

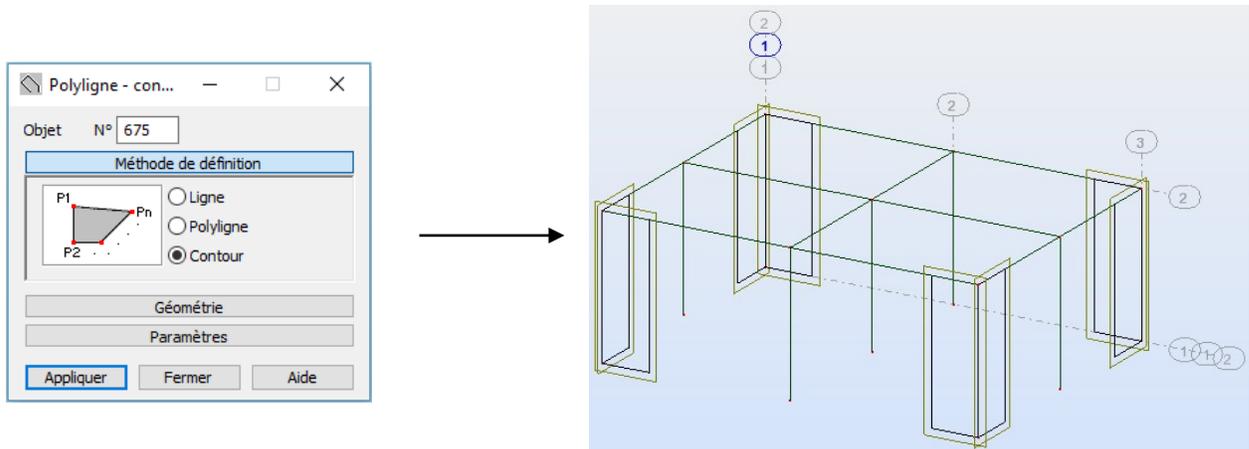


Figure IV.9 : Définition des contours des voiles.

Pour modéliser les voiles, on clique sur l'icône « Panneau »  de la barre d'outils, coche la case panneau et pose le curseur dans la case où l'on demande un point interne. La définition s'accomplit par un clic à l'intérieur du contour du voile.

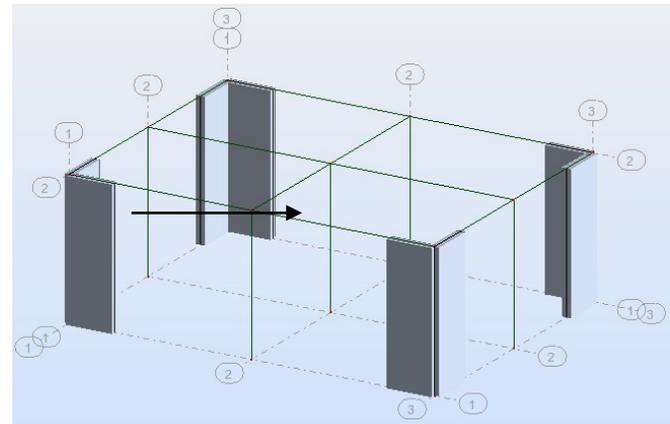
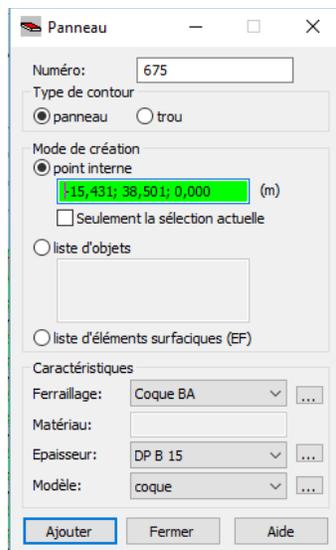


Figure IV.10) : Définition des panneaux.

Pour afficher la structure ainsi créée, on clique sur la case du repère  et dans la boîte de dialogue « Vue » qui apparaît, on peut choisir de visualiser la structure en 2 ou 3 dimensions et se déplacer entre les différents niveaux et portiques.



Figure IV.11 : Choix de la présentation.

1.2.7 Définitions des degrés de liberté des nœuds de la base :

Pour bloquer le mouvement des nœuds de la base de la structure on les sélectionne puis dans le menu « **Structure** », on choisit « **Appui** ». Dans la boîte de dialogue « **Appuis** », on clique sur l'onglet « **Nœuds** » puis sur Encastrement.

Pour encastrement la base des voiles on la sélectionne et on clique sur l'onglet « **Linéaires** » puis sur Encastrement.

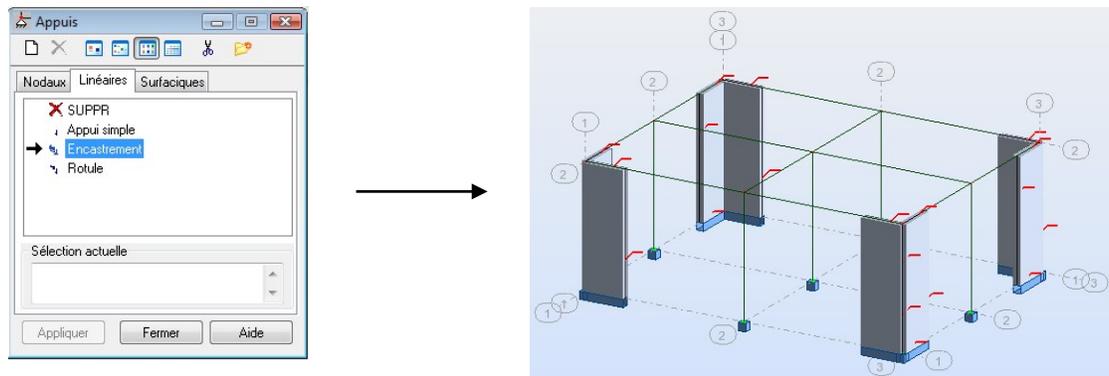


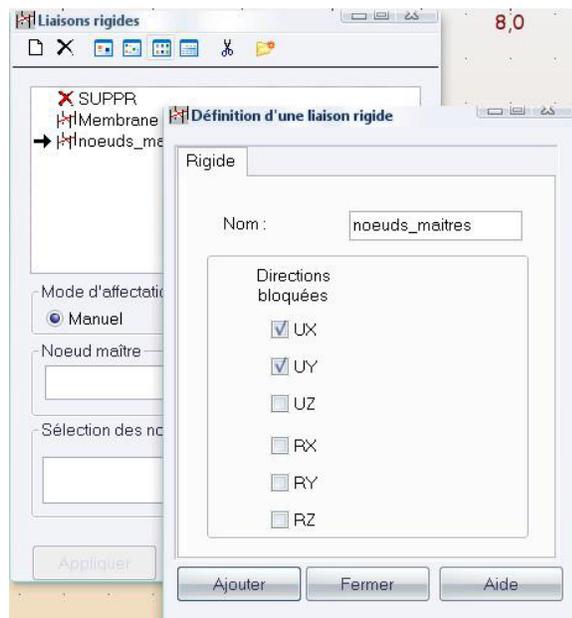
Figure IV.12) : Définition des appuis.

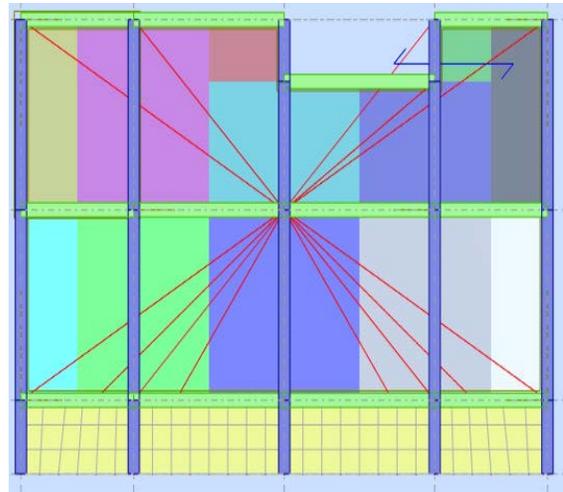
1.2.8 le choix de nœud maitre et nœuds esclaves :

Pour satisfaire l'hypothèse du plancher infiniment rigide (diaphragmes) on doit définir le nœud Maitre et les nœuds esclaves. Dans le menu « **Structure** » puis « **caractéristiques additionnels** » puis « **liaisons rigides** » dans la boîte de dialogue on crée une nouvelle liaison rigide en cliquant Sur l'icône .

On clique dans la zone « **nœuds maitres** » et on sélectionne graphiquement le nœud maitre ou bien on écrit son numéro.

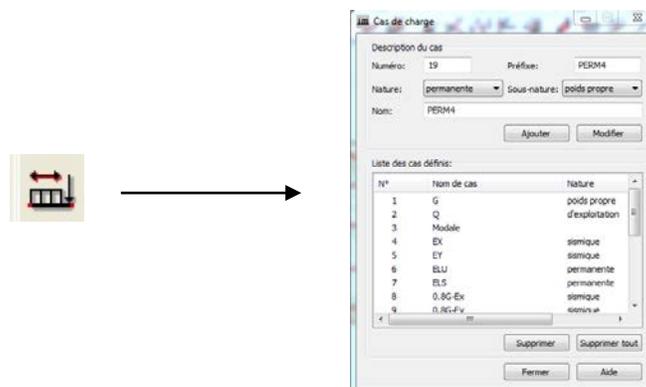
On clique dans la zone « **sélectionner les nœuds esclaves** » et on sélectionne graphiquement les nœuds esclaves ou bien on écrit leurs numéros.



Figure IV .13 : *liaison rigide.*

1.2.9 Définitions des cas de charges :

Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, dans le menu « **Chargement** », « **Cas de charge** » on choisit la nature et le nom puis on clique sur « **Nouveau** ».

Figure IV.14 : *Définition des charges.*

1.2.10 Chargement de la structure :

Pour charger la structure on choisit le type de chargement G (permanente) ou Q (exploitation).

Avant d'appliquer ces chargements sur la surface du plancher, on doit définir les bardages et pour se faire on sélectionne dans le menu « **structure** », « **bardage** » Dans la boîte de dialogue ci-dessous on introduit le nom, la direction des charges (X pour nous) et la méthode de répartition des charges.

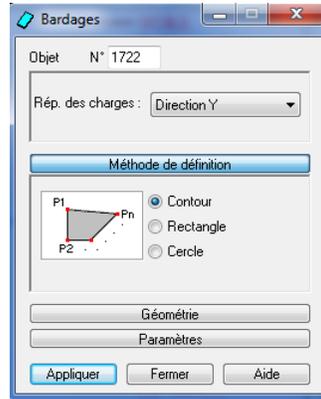


Figure IV.15 : *Choix des bardages.*

Dans le menu « **chargement** », « **définir charge** », on introduit les valeurs de **G** et **Q**

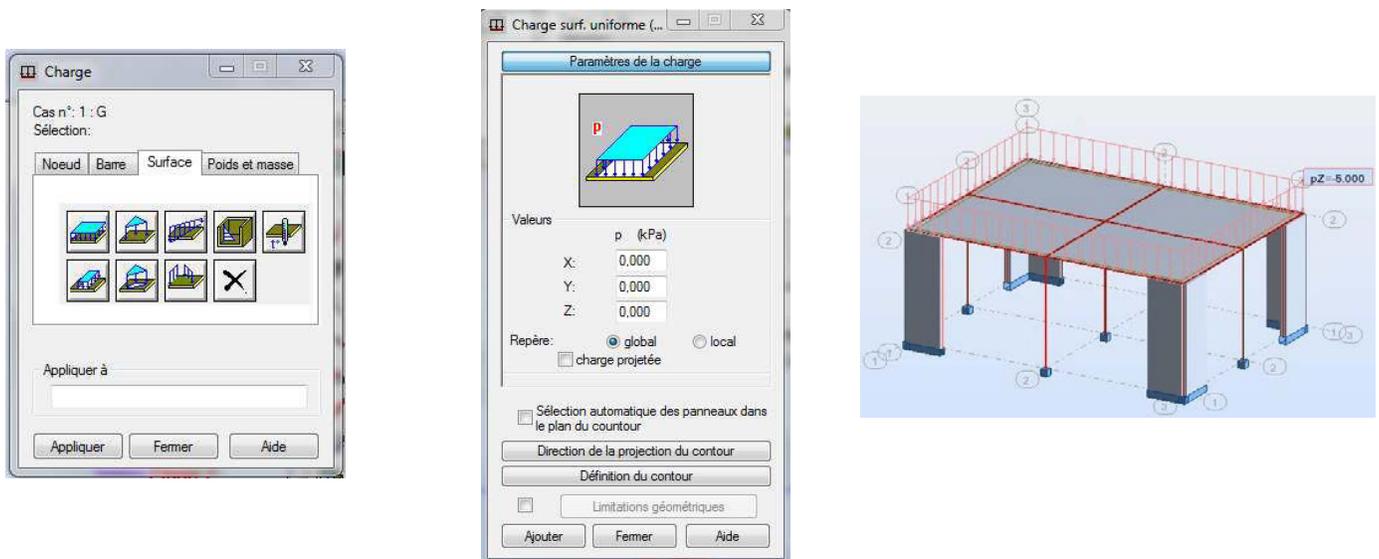


Figure IV.16 : *Application des charges surfaciques.*

1.2.11 Définition des options de calculs : (analyse statique, modale et dynamique)

Dans le menu « **analyse** », « **type d'analyse** » on choisit options de calculs à savoir le type d'analyse (modale et sismique) et la masse ou l'on introduit le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du RPA (règlement parasismique algérien99 version 2003) pour l'analyse sismique.

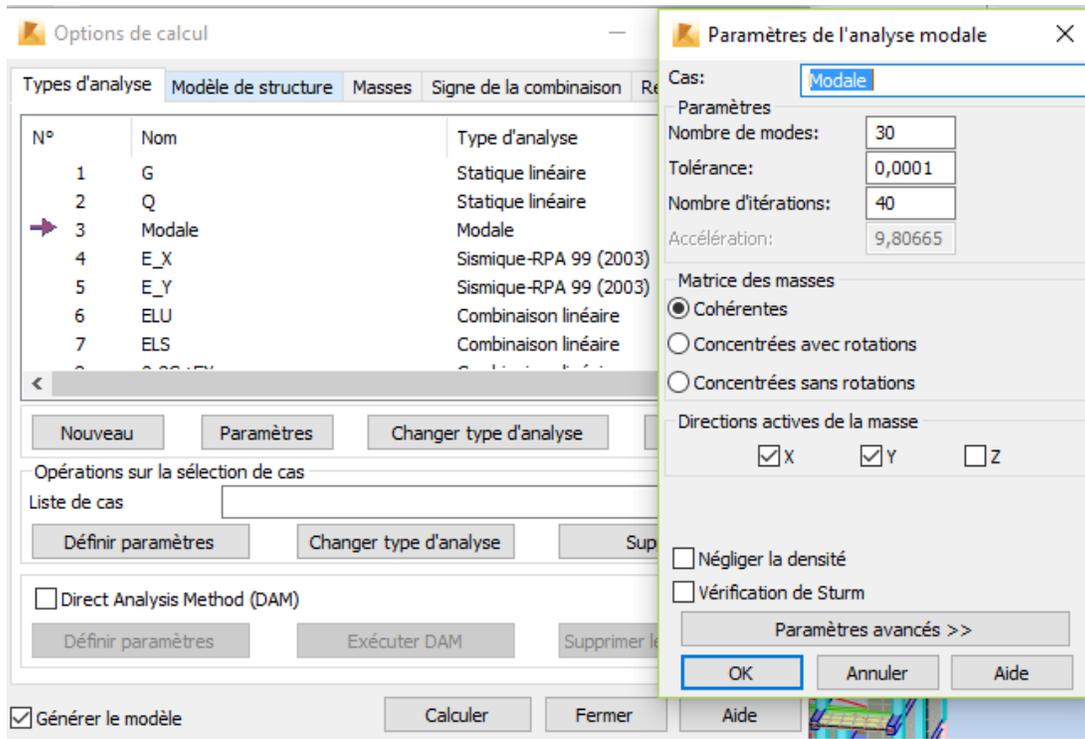


Figure IV.17 : Définition des charges dynamiques.

On clique sur « **Nouveau** » et sélectionné le champ « **Modale...** ». Les paramètres de l'analyse modale sont introduits dans la boîte de dialogue qui s'affiche à l'écran après validation de la précédente.

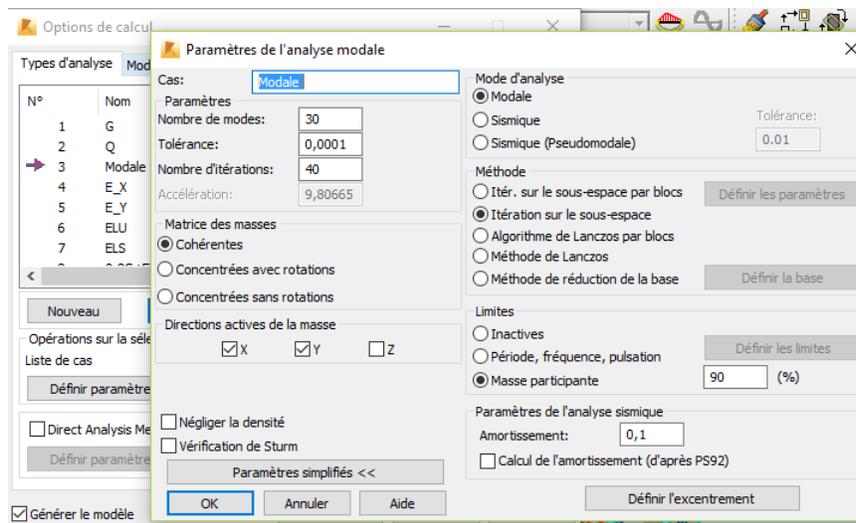


Figure IV.18 : Paramètres de l'analyse modale.

On clique une second fois sur « Nouveau », on coche la case sismique, on choisit RPA99 version2003 et OK.

On introduit les paramètres concernant notre structure et on valide et met $Z=0$ dans « Définition de la direction ».

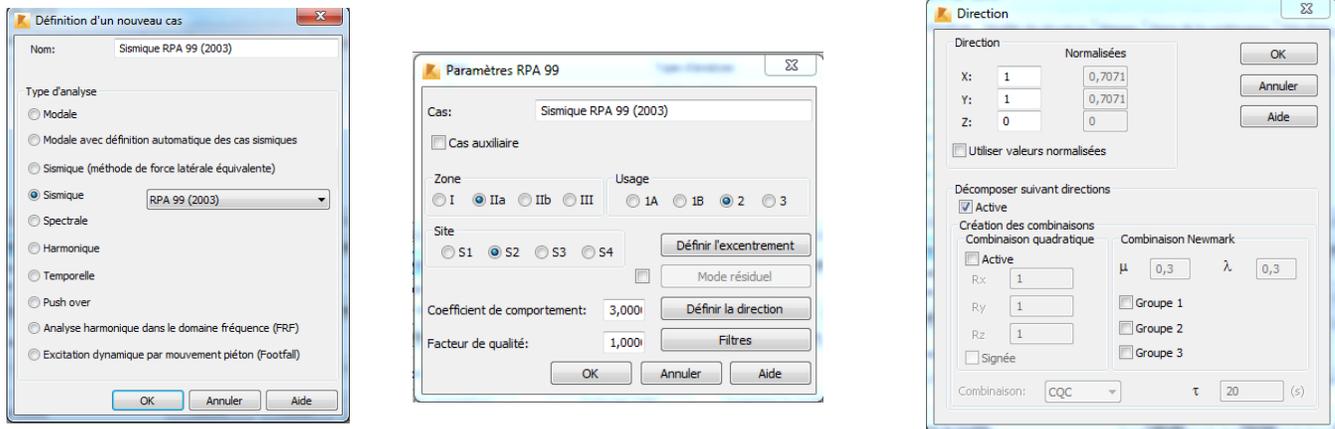


Figure IV.19 : Définition des paramètres RPA.

Le logiciel permet de calculer la masse de la structure à partir des éléments et des charges que l'on introduits.

Dans le menu « masse » de la boîte de dialogue « option de calcul », on click sur convertir les cas puis dans la fenêtre qui apparait, on choisit le cas de charge (G ou Q) et on click sur  puis on fermer. On choisit la direction ainsi que le coefficient et on click sur ajouter. On refait la même opération pour l'autre charge et on fermer.

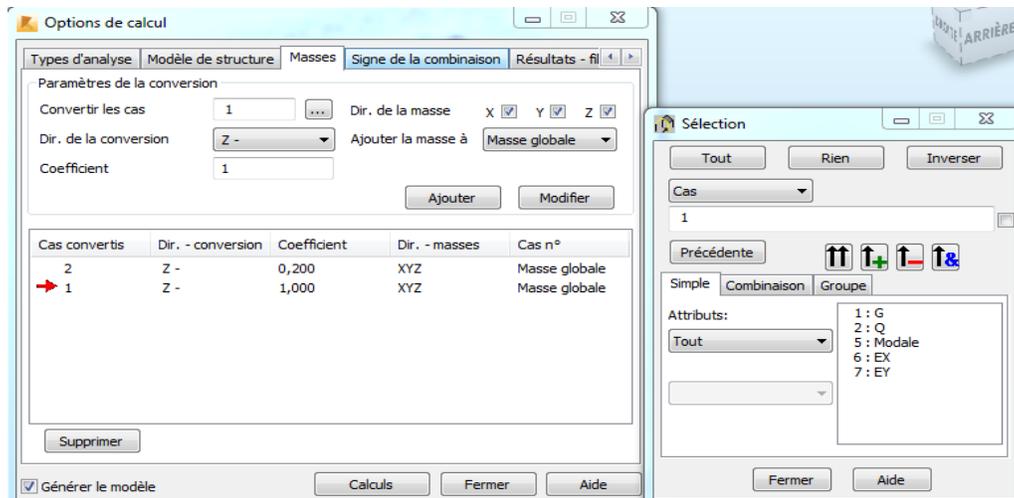


Figure IV.20 : Considération de la masse totale et de 20% des charges d'exploitations.

1.2.12 Les combinaisons d'actions :

Dans le menu « **chargement** », « **combinaison manuel** », on choisit le type de la combinaison et sa nature. On valide avec la touche 

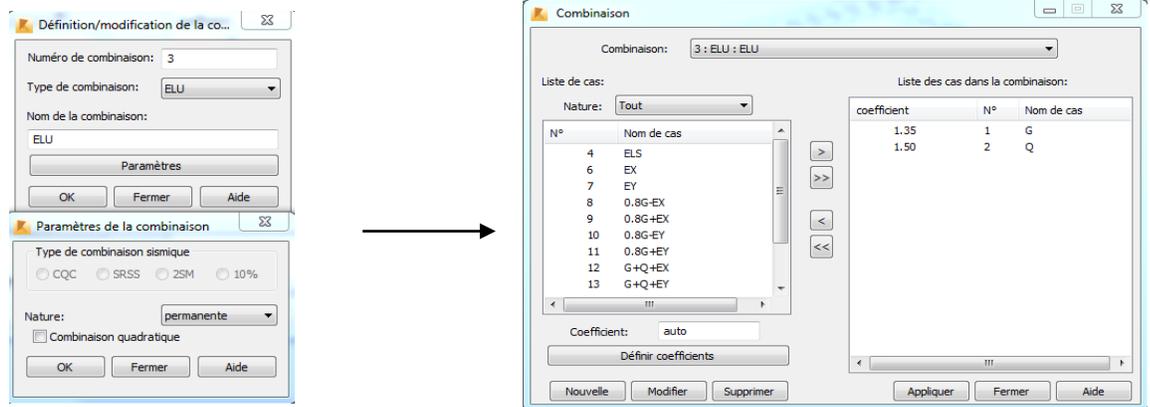


Figure IV.21 : définir les combinaisons d'actions.

Pour faire une autre combinaison on clique sur nouvelle, on refait la même opération pour toutes les combinaisons.

2.1 Vérification de la structure :

Avant de passer à l'analyse de la structure, le logiciel permet de vérifier s'il y a des erreurs dans la modélisation. Dans le menu « **analyse** », on click sur « **vérifier la structure** » et ROBOT nous affiche le nombre et la nature des erreurs.

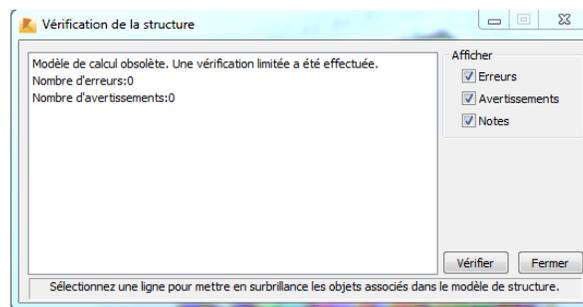


Figure IV.22 : Vérification de la structure.

Dans le menu « **analyse** », « **calculer** », on lance l'analyse de la structure.

2.2 Exploitation des résultats :

Dans le menu « **résultat** » on click sur le résultat que l'on veut afficher (réactions, diagrammes, flèche, efforts, contraintes, déplacements, ferrailage, ...). On peut aussi click sur le bouton droit de la souris, on choisit « **tableau** », on coche la case du résultat que l'on veut extraire.

ROBOT donne plusieurs résultats, des efforts internes aux plans de ferrailage en passant par des notes de calculs, nous allons donner quelques exemples des résultats que l'on exploite le plus dans le prochain chapitre.

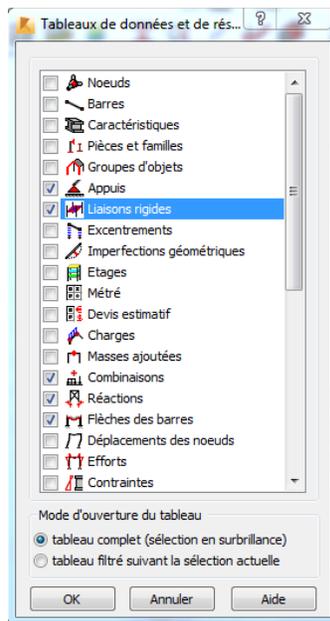


Figure IV.23 : *Tableaux de données.*

Conclusion :

Nous avons présenté en générale les grandes lignes de la modélisation d'un bâtiment avec le logiciel ROBOT et l'exploitation des résultats sera faite dans les chapitres qui suivent.

Chapitre V

VERIFICATION DES EXIGENCES DE RPA

V.1 INTRODUCTION

Après avoir suivi les étapes de modélisation sur notre structure, on vise dans ce chapitre l'exploitation des résultats données par le logiciel ROBOT.

V.2 LES DIFFERENTES VERIFICATIONS DE RPA

Le règlement parasismique algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer le degré de protection acceptable. On doit vérifier les conditions nécessaires :

V.2.1 Justification du système de contreventement

- Sens xx :

$$F_{X_{portique}} \longrightarrow 300.548 \text{ KN}$$

$$F_{X_{voiles}} \longrightarrow 957.504 \text{ KN}$$

$$F_{totale} \longrightarrow 1258.05 \text{ KN} \longrightarrow 100 \%$$

$$\text{L'effort repris par les voiles est de } F_{1v} = \frac{957.504 \times 100}{1258.05} = 76.11 \%$$

$$\text{L'effort repris par les portiques est de } F_{2v} = \frac{300.548 \times 100}{1258.05} = 23.89 \%$$

- Sens yy :

$$F_{y_{portique}} \longrightarrow 323.77 \text{ KN}$$

$$F_{y_{voiles}} \longrightarrow 865.033 \text{ KN}$$

$$F_{totale} \longrightarrow 1188.803 \text{ KN} \longrightarrow 100 \%$$

$$\text{L'effort repris par les voiles est de } F_{1v} = \frac{865.033 \times 100}{1188.803} = 72.76 \%$$

$$\text{L'effort repris par les portiques est de } F_{2v} = \frac{323.77 \times 100}{1188.803} = 27.24 \%$$

Conclusion

Le système est contreventé par voile porteurs.

V.2.1 vérification de l'effort tranchant à la base

Le calcul de l'effort tranchant se fait avec la méthode statique équivalente

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone.

D : Facteur d'amplification dynamique de la structure.

Q : Facteur de qualité.

W : Poids totale de la structure en (KN).

a) coefficient d'accélération de la zone (A)

Le coefficient (A) est donné par le tableau (4.1. RPA99/2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Dans notre cas $\begin{cases} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe 2} \end{cases} \longrightarrow A = 0.15$

b) coefficient de comportement de la structure (R)

Le coefficient (R) est donné par le tableau (4.3 RPA99/2003) en fonction du système de contreventement (mixte portiques/voiles avec interaction $R_x = 3.5$)

c) Facteur de qualité Q

$$Q = \sum_1^6 Pq$$

Pq : pénalité à retenir selon les critères de qualité sont satisfait ou non, sa valeur est donné par le tableau (4.4.RPA99/2003).

Figure V.1 Tableau de facteur de qualité Qx

Critère	Observé (oui ou non)	Pq
Condition minimale sur les filles de contreventement	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0
Régularité en plan	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0
Contrôle de la qualité d'exécution	Non	0.1
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0

On aura donc $Q_x = 1 + (0+0+0.05+0+0.1+0) = 1.15$.

Figure V.2 Tableau de facteur de qualité Qy

Critère	Observé (oui ou non)	Pq
Condition minimale sur les filles de contreventement	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0
Régularité en plan	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0
Contrôle de la qualité d'exécution	Non	0.1
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0

On aura donc $Q_y = 1 + (0+0+0.05+0+0.1+0) = 1.15$.

d) Facteur d'amplification dynamique de la structure (D)

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s. \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s. \end{cases}$$

▪ T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7.RPA99/2003). Notre bâtiment est réalisé sur un sol meuble de site 3 donc $T_2 = 0.5s$

▪ η Facteur de correction d'amortissement donne par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

ξ (%) : le pourcentage d'amortissement critique donne par le tableau (4.2.RPA/2003)

$\xi = 7\%$ Construction auto stable.

$\xi = 10\%$ Contreventement par voiles.

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 10)}} = 0.76 \geq 0.7 \quad \text{condition vérifiée.}$$

- T période fondamentale de la structure (4-24.RPA99/2003) : $T = C_T h_N^{3/4}$

Avec :

h_N : hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau, $h_N = 32.64$ m.

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage et donné par le tableau (4.6.RPA99/2003), $C_T = 0.05$.

$$T_1 = 0.05(32.64)^{3/4} = 0.682s$$

$$T_2 = \min(0.09 \times h_n / \sqrt{l_x}; 0.09 \times h_n / \sqrt{l_y})$$

$$T_2 = \min(0.588; 0.796)$$

$$T_2 = 0.588s$$

On prend $T = \min(T_1; T_2)$

$$\text{Donc } T_{\text{calculé}} = 0.588$$

Les périodes donnés par ROBOT sont :

$$T_{\text{ROBOT}} = 0.651s \quad 1^{\text{ère}} \text{ mode translation.}$$

$$T_{\text{ROBOT}} = 0.636s \quad 2^{\text{ème}} \text{ mode translation.}$$

$$T_{\text{ROBOT}} = 0.557s \quad 3^{\text{ème}} \text{ mode rotation.}$$

$$T_{\text{ROBOT}} = 0.651 < 1.3 T_{\text{calculé}} = 1.3 \times 0.588 = 0.764s \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• Calcul de la valeur de D

$$T_{\text{RPA}} = 0.764s \geq T_2 = 0.5s \quad D = 2.5n[T_2/T]^{2/3} = 1.43$$

• Vérification de la résistance des forces sismique à la base (art4.3.6.RPA99/2003)

La résultante des force sismique à la base(VD) obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante des force sismique déterminé par la méthode statique équivalente VS.

$$W = 39840.381 \text{ KN}$$

$$V_{sx} = \frac{A \times D \times Q_x}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.43 \times 1.15}{5} \times 39840.381 = 2807.89 \text{ KN}$$

$$V_{sy} = \frac{A \times D \times Q_y}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.43 \times 1.15}{5} \times 39840.381 = 2807.89 \text{ KN}$$

Sens xx : 80% $V_{SX} = 2246.31 \text{ KN} < V_{DX \text{ Robot}} = 2841.22 \text{ KN}$

Sens yy : 80% $V_{SY} = 1926.88 \text{ KN} < V_{DY \text{ Robot}} = 3011.88 \text{ KN}$

Condition vérifié.

V.2.2 Vérification de l'excentricité (Art 4.2.7 du RPA99 version 2003)

Comme pour toutes les structures comportant des planchers au diaphragme horizontaux rigide dans leur plan, on supposera à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension de bâtiment à ce niveau.
- Excentricité théorique résultante des plans.

Avec :

CM : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

ex et ey : excentricités accidentelles.

Ex et Ey : excentricités théoriques.

➤ **Tableau de l'excentricité**

Etage	Lx [m]	Ly [m]	Ex	Ey	ex	ey
RDC	24,900	13,600	0,039	0,509	1,245	0,680
Etage 1	26,700	16,000	0,046	0,135	1,335	0,800
Etage 2	26,700	16,000	0,044	0,180	1,335	0,800
Etage 3	26,700	16,000	0,044	0,180	1,335	0,800
Etage 4	26,700	16,000	0,044	0,180	1,335	0,800
Etage 5	26,700	16,000	0,044	0,180	1,335	0,800
Etage 6	26,700	16,000	0,043	0,197	1,335	0,800
Etage 7	26,700	16,000	0,043	0,197	1,335	0,800
Etage 8	26,700	16,000	0,043	0,197	1,335	0,800
Etage 9	26,700	16,000	0,036	0,514	1,335	0,800

Tableau V.3

On doit vérifier que : $5\% L \geq E$ (1)

On remarque que l'excentricité théorique est inférieure à l'excentricité accidentelle.

Donc la condition (1) est vérifiée.

V.2.3 Vérification du déplacement latéral inter étage (Art 4.4.3 du RPA99 version 2003)

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

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

R : coefficient de comportement $R = 3.5$

δ_{ek} : déplacement du aux forces sismiques

le déplacement relative au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égale à

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le (art 5.10 RPA99/2003) le déplacement relatives latéraux d'un étage par rapport aux étage qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Tableau V.4 :Tableau de déplacement latéral inter l'étage

Etage	δ_{kx} [cm]	δ_{ky} [cm]	Δ_{kx} [cm]	Δ_{ky} [cm]	1%h[cm]
RDC	0,538	0,303	0,538	0,303	5.1
Etage 1	1,072	0,658	0,534	0,355	3.06
Etage 2	1,694	1,132	0,622	0,474	3.06
Etage 3	2,333	1,695	0,639	0,563	3.06
Etage 4	2,952	2,314	0,619	0,619	3.06
Etage 5	3,530	2,960	0,578	0,646	3.06
Etage 6	4,068	3,618	0,538	0,658	3.06
Etage 7	4,533	4,263	0,465	0,645	3.06
Etage 8	4,917	4,887	0,384	0,624	3.06
Etage 9	5,233	5,485	0,316	0,598	3.06

Conclusion

Le déplacement relatif latéral d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépasse pas 1% de la hauteur d'étage.

IV.2.3 Spécification pour les poteaux Art 7.4.3.1/RPA version2003

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{b_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

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

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

F_{c28} : est la résistance caractéristique de béton.

Pour les poteaux de rez-de-chaussée (40 x 40) cm² $N_d = 2062.779$ KN

$$v = \frac{1179.949 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.29 < 0.30 \text{ de la condition de RPA} \quad \text{condition vérifiée.}$$

V.2.4 Vérification de l'effet P-Delta

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des Bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation de la charge associées au-dessus du niveau (k).

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1).

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau (k).

h_k : Hauteur de l'étage (k).

Tableau V.5 :Les valeurs obtenues après calcul.

Etage	$P_k(Kn)$	$\Delta_k^x(m)$	$\Delta_k^y(m)$	$v_k^x(KN)$	$v_k^y(KN)$	$h_k(m)$	θ_x	θ_y	OBS
RDC	2584,04800	0,538	0,303	1258,051	1188,749	5,10	0,0021	0,0012	cv
Etage1	1989,33628	0,534	0,355	1221,668	1148,904	3,06	0,0028	0,0020	cv
Etage2	1813,29029	0,622	0,474	1164,488	1097,428	3,06	0,0031	0,0025	cv
Etage3	1813,29029	0,639	0,563	1089,700	1034,773	3,06	0,0034	0,0032	cv
Etage4	1813,29029	0,619	0,619	993,391	955,458	3,06	0,0036	0,0038	cv
Etage5	1813,29029	0,578	0,646	876,274	856,864	3,06	0,0039	0,0044	cv
Etage6	1713,78603	0,538	0,658	741,495	740,107	3,06	0,0040	0,0049	cv
Etage7	1713,78603	0,465	0,645	591,489	606,120	3,06	0,0044	0,0059	cv
Etage 8	1713,78603	0,384	0,624	419,741	447,402	3,06	0,0051	0,0078	cv
Etage 9	1685,48651	0,316	0,598	220,799	248,438	3,06	0,0078	0,0132	cv

Conclusion

Les conditions exigées par le RPA sont vérifiées pour tous les étages tels qu'ils sont mentionné dans le tableau ci-dessus.

Chapitre VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1 INTRODUCTION

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des efforts apportés par la structure. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en :

- *Fondations superficielles*

Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- *Fondations profondes*

Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VI.2 ETUDE GEOTECHNIQUE DU SOL

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2$ bars.

- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VI.2 CHOIX DU TYPE DE FONDATION

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la supère structure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologique du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- L'économie.
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure.

VI.2 DIMENSIONNEMENT

VI.2.1 Semelles isolé sous poteaux

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

La contrainte du sol est : $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \quad \text{On obtient } \frac{40}{40} = 1$$

$$B^2 \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad \longrightarrow \quad B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1464.876}{200}} = 2.7 \text{ m}$$

Conclusion vue l'importance de la largeur des semelles qui est de 2.7 m cela peut entrainer un chevauchement des fondations, il y a lieu donc d'opter pour les semelles filantes.

VI.2.1 Semelles filantes sous poteaux

1) La résultante des charges : $R = \sum N_i$

$$2) \quad e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

3) $e \leq \frac{l}{6}$ Répartition trapézoïdale.

$$Q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) \quad \text{et} \quad q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

$$Q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

Détermination B :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{b}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$$

FIGURE VI.1 Tableau des efforts

pot	Ni = G+Q	R=somme Ni	Ei	Mi	Ni.Ei
17	552.96	3547.01	-6.8	-2.81	-3760.128
18	660.92		-3.7	-7.521	-4970.78
19	826.65		0	31.72	0
20	695.83		3.7	4.635	3222.62
21	811.2		6.8	12.21	9904.75
TOTAL				38.234	4396.467

$$e = \frac{4396.467 + 38.234}{3547.01} = 1.25 \text{ m}$$

L'excentricité $e = 1.25 \text{ m}$

$e = 1.25 \text{ m} < \frac{15}{6} = 2.5 \text{ m}$ Répartitions trapézoïdale.

$Q_{\max} = \frac{3547.01}{15} \left(1 + \frac{6 \times 1.25}{15} \right) = 354.701 \text{ KN}$

$Q_{\min} = \frac{3547.01}{15} \left(1 - \frac{6 \times 1.25}{15} \right) = 118.233 \text{ KN}$

$Q \left(\frac{B}{4} \right) = \frac{3547.01}{15} \left(1 + \frac{3 \times 1.25}{15} \right) = 295.584 \text{ KN}$

$B \geq \frac{q \left(\frac{b}{4} \right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{295.584}{200} = 1.48 \text{ m}$

Soit $B = 1.5 \text{ m}$

$S_p = (1.5 \times 15) \times 8 = 180 \text{ m}^2$

VI.2.2 Semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{\text{SOL}} \cdot L}$$

Avec : B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

σ_{SOL} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.2 Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voiles	G+Q (t)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
V ₁ (4voiles)	500,82	3,2	0,2	2,56

Tableau VI.3 Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Voiles	G+Q (t)	L (m)	B (m)	S = B.L (m ²)
V ₃ (6voiles)	699,353	1	3,555	21,6
V ₄ (2voiles)	1011,235	1,25	1,64	4,1
				25,7

$S_v = \sum S_i = 2,56 + 25,7 = 28.26 \text{ m}^2$

la surface total occupée par les semelles filantes est :

$S_t = 28.26 + 180 = 236.26 \text{ m}^2$

Surface du bâtiment est :

$S_b = 25.35 \times 14.05 = 356.16 \text{ m}^2$

On a le rapport :

$\frac{S_t}{S_b} = \frac{236.26}{356.16} = 0.663$ donc $S_t = 66.3 \% S_b$

$S_t > 50 \%$ de la surface du bâtiment.

Conclusion vue que les semelles occupent plus de 50 % de la surface totale du sol de la bâtis on adopte pour radier général comme fondation a ce bâtiment.

VI.3 ETUDE DU RADIER GENERAL

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher

Renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la Réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

VI.3.1 Pré dimensionnement du radier

a) la condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($H_{\min} \geq 25$ cm).

b) Condition de vérification de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 10818.865$ MPa.

L_{\max} : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 3.4}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.62m$$

c) Condition forfaitaire

▪ Sous voile

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 51.87cm \leq h \leq 83cm$$

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique ; on opte pour $h = 70$ cm.

▪ Sous dalle

Dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25\text{cm.}$$

$$h_d \geq \frac{415}{20} = 20.75\text{cm} \quad \text{Soit } h_d = 40\text{cm.}$$

- **Nervure (poutre)**

Elle doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{415}{10} = 41.5m \quad \text{Soit } h_n = 80\text{cm}$$

Conclusion :

D'après le calcul précédent on adopte le dimensionnement suivant :

$H_t = 80$ cm hauteur de la nervure.

$h = 30$ cm hauteur de la dalle.

$B = 45$ cm la largeur de la nervure.

Remarque : les règles du BAEL nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$L_{\text{deb}} \geq \max(40 ; 30) \quad L_{\text{deb}} = 50$ cm

Donc la surface du radier est $S_{\text{rad}} = S_{\text{deb}} + S_{\text{eb}} = 356.16 + 0.5 (25.35 + 14.05) \times 2$

$S_{\text{radier}} = 395.58 \text{ m}^2$.

d) Détermination des efforts :

- **Charge permanente :**

Poids du bâtiment : $P_{\text{bat}} = 36067.4$ KN

Poids du radier : $P_{\text{rad}} = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 = 7140.146$ KN

P_1 : poids de la dalle.

P_2 : poids de TVO.

P_3 : poids de nervure.

P_4 : poids de la dalle flottante.

- **Surcharge d'exploitation :**

$Q_{\text{bat}} = 7328.37$ KN.

$Q_{\text{rad}} = 5 \times 395.58 = 1977.9$ KN.

e) Combinaisons d'action

A l'ELU : $N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 79039.6$ KN

A l'ELS : $N_s = G + Q = 57513.81$ KN

f) Détermination de la surface du radier

$S_{\text{rad}} = S_{\text{deb}} + S_{\text{eb}} = 356.16 + 0.5 (25.35 + 14.05) \times 2$

$S_{\text{radier}} = 395.58 \text{ m}^2$.

VI.3.2 Vérifications

1. Vérification à la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2} = \frac{77383.116 \times 1}{395.58} \times \frac{4.15}{2}$$

$$T_u^{\max} = 406 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d} = \frac{406}{1000 \times 693} = 0.598 = 0.6 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée.

2. Vérification de la stabilité du radier

a) Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 13.175 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7.525 \text{ m}$$

b) Moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = \sum [I_x + S_i (X_i - X_G)^2] = 7485.29 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \sum [I_y + S_i (Y_i - Y_G)^2] = 22945.478 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

Effort normal (N) dû aux charges verticales.

Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$P \geq \alpha \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w \times z$$

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis de soulèvement $\alpha = 1.5$.

$$\gamma_w = w g = 10 \text{ KN/m}^3$$

Z : la profondeur de l'infrastructure 1m.

$$P = 41067.399 \geq 5933.7 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque de soulèvement.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

A l'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \times \sigma_{\text{sol}}$$

A l'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Avec

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

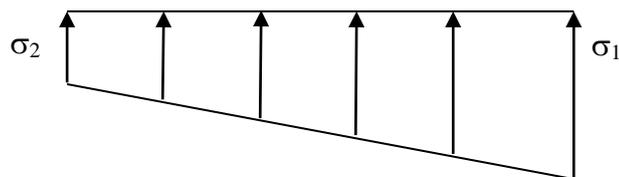


Diagramme des contraintes

▪ **Sens longitudinal**

A l'ELU $M_x = 37.44 \text{ t.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{79039.6}{322} + \frac{37.44 \times 100}{22945.478} \times 13.75 = 247.7 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{79039.6}{322} - \frac{37.44 \times 100}{22945.478} \times 13.75 = 243.22 \text{ KN/m}^2.$$

D'ou

$$\sigma_m = \frac{3 \times 247.7 + 243.22}{4} = 246.58 \text{ KN/m}^2$$

$$1.33 \times \sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m < 1.33 \sigma_{sol}$$

Condition vérifiée.

A L'ELS

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{57513.81}{322} + \frac{37.44 \times 100}{22945.478} \times 13.75 = 180.85 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{57513.81}{322} - \frac{37.44 \times 100}{22945.478} \times 13.75 = 176.37 \text{ KN/m}^2.$$

D'ou

$$\sigma_m = \frac{3 \times 180.85 + 176.37}{4} = 179.73 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol}$$

Condition vérifiée.

▪ **Sens transversal**

A l'ELU $M_x = 180.73 \text{ t.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{79039.6}{322} + \frac{180.73 \times 100}{7485.29} \times 7.525 = 263.63 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{79039.6}{322} - \frac{180.73 \times 100}{7485.29} \times 7.525 = 227.29 \text{ KN/m}^2.$$

D'ou

$$\sigma_m = \frac{3 \times 263.63 + 227.29}{4} = 254.54 \text{ KN/m}^2$$

$$1.33 \times \sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m < 1.33 \sigma_{sol}$$

Condition vérifiée.

A L'ELS

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{57513.81}{322} + \frac{180.73 \times 100}{22945.478} \times 7.525 = 184.54 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{57513.81}{322} - \frac{180.73 \times 100}{22945.478} \times 7.525 = 172.68 \text{ KN/m}^2.$$

D'ou

$$\sigma_m = \frac{3 \times 184.54 + 172.68}{4} = 181.57 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol}$$

Condition vérifiée.

3. Vérification au poinçonnement (Art.A.5.2.42/BAEL91)

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

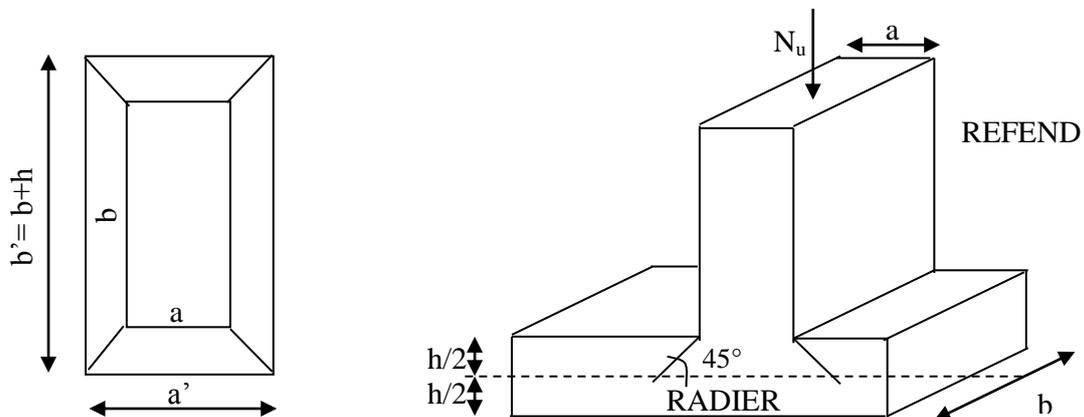


FIGURE VI.4 Périmètre utile des voiles et des poteaux

a) Calcul du périmètre utile

Poteau :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0.4 + 0.4 + 2 \times 0.8) = 4.8 \text{ m}$$

$$N_u = 1322.874 \text{ KN} \quad N_u < 0.045 \times 4.8 \times 0.8 \times 25000 = 4320 \text{ KN} \quad (1)$$

Voile:

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0.2 + 1 + 2 \times 0.8) = 5.6 \text{ m}$$

$$N_u = 1723.91 \text{ KN} \quad N_u < 0.045 \times 5.6 \times 0.8 \times 25000 = 5040 \text{ KN} \quad (2)$$

Condition (1) et (2) vérifiés.

VI.3.3 ferrailage du radier

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le *BEAL91*.

1) Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 cotés :

On distingue 2 cas :

1^{er} Cas : Si $\alpha < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

2^{eme} Cas : Si $\alpha \leq 0,4 \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments

Développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite potée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande potée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec} \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} \quad (L_x < L_y).$$

Remarque

Les panneaux étant soumis sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur a des chargements sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs les panneaux le plus sollicité.

2) Identification du panneau le plus sollicité

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,7}{4,15} = 0,89 \quad \mu_x = 0,0468 ; \mu_y = 0,759$$

$$0,4 < \rho < 1 \quad \text{La dalle travail dans les deux sens.}$$

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$G_{\text{rad}} = 7140,146 \text{ KN} \quad S_{\text{rad}} = 460,92 \text{ m}^2$$

▪ A l'ELU

$$q_m = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 254,54 - \frac{7140,146}{460,92} \times 1/\text{ml} = 239,04 \text{ KN/ml}$$

▪ A l'ELS

$$q_m = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 181,57 - \frac{7140,146}{460,92} \times 1/\text{ml} = 166,07 \text{ KN/ml}$$

3) Calcul a l'ELU

a) Evaluation des moments M_x et M_y

On obtient

$$M_x = 0,0468 \times 239,04 \times 4,15^2 = 192,66 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 192,66 \times 0,759 = 146,22 \text{ KN.m}$$

Remarque

Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant de (0.3) aux appuis et (0.75) en travée vue que c'est un panneau de rive.

b) Ferrailage dans le sens X-X et Y-Y :**Sens X-X :****Moments aux appuis**

$$M_u = M_{\max} \times 0.3$$

$$M_u = 192.66 \times 0.3$$

$$M_u = 57.79 \text{ KN.m}$$

Moments en travée

$$M_u = M_{\max} \times 0.75$$

$$M_u = 192.66 \times 0.75$$

$$M_u = 144.49 \text{ KN.m}$$

▪ **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{57.79 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.029 < 0.392 \quad \text{C'est une SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.029 \text{ on tire de l'annexe } \beta = 0.985$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{57.79 \times 10^3}{0.985 \times 37 \times 348} = 4.55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 4.55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 5 HA 12 /ml = 5.65 cm² avec un espacement de e = 20 cm.

▪ **En travée**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{144.49 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.074 < 0.392 \quad \text{C'est un SSA.}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.074 \text{ on tire de l'annexe } \beta = 0.962$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{144.49 \times 10^3}{0.985 \times 37 \times 348} = 11.39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = 11.39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 6 HA 16 /ml = 12.06 cm² avec un espacement de e = 16 cm.

Sens Y-Y :**Moments aux appuis**

$$M_u = M_{\max} \times 0.3$$

$$M_u = 146.22 \times 0.3$$

$$M_u = 43.86 \text{ KN.m}$$

Moments en travée

$$M_u = M_{\max} \times 0.75$$

$$M_u = 146.22 \times 0.75$$

$$M_u = 109.66 \text{ KN.m}$$

▪ **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{43.86 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.022 < 0.392 \quad \text{C'est une SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.022 \text{ on tire de l'annexe } \beta = 0.989$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{43.86 \times 10^3}{0.989 \times 37 \times 348} = 3.44 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 3.44 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 5 HA 10 /ml = 3.92 cm² avec un espacement de e = 20 cm.

▪ **En travée**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{109.66 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.056 < 0.392 \text{ C'est un SSA.}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.056 \text{ on tire de l'annexe } \beta = 0.971$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{109.66 \times 10^3}{0.971 \times 37 \times 348} = 8.77 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = 8.77 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 6 HA 14 /ml = 9.23 cm² avec un espacement de e = 16 cm.

c) Vérification de la condition de non fragilité

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 37 \times 2.1}{400} = 4.47 \text{ cm}^2$$

		A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
X-X	ELU	5.65	4.47	Condition vérifiés
		12.06		Condition vérifiés
Y-Y	ELU	3.44	4.47	Condition vérifiés
		8.77		Condition vérifiés

d) Vérification des espacements selon BAEL/91 A.8.42

Sens X-X et Y-Y :

$$St \leq \text{Min} (3xh; 33 \text{ cm}) = \text{min} (3x40; 33 \text{ cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_{app} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \text{condition verifiées.}$$

$$S_{travé} = 16 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiées.}$$

4) Calcul a l'ELS

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.7}{4.15} = 0.89 \quad \mu_x = 0.0539 ; \mu_y = 0.832$$

a) Evaluation des moments M_x et M_y

On obtient

$$M_x = 0.0539 \times 166.07 \times 4.15^2 \times 1/\text{ml} = 154.16 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 154.16 \times 0.832 = 128.26 \text{ KN.m}$$

Remarque

Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant de (0.3) aux appuis et (0.75) en travée.

b) Ferrailage dans le sens X-X et Y-Y :**Sens X-X :***Moments aux appuis*

$$M_u = M_{\max} \times 0.3$$

$$M_u = 154.16 \times 0.3$$

$$M_u = 46.24 \text{ KN.m}$$

Moments en travée

$$M_u = M_{\max} \times 0.75$$

$$M_u = 154.16 \times 0.75$$

$$M_u = 115.62 \text{ KN.m}$$

Sens Y-Y:

$$M_{\text{app}} = 128.26 \times 0.3 = 38.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{travée}} = 128.26 \times 0.75 = 96.19 \text{ KN.m}$$

c) Vérification des contraintes dans le béton**Sens X-X**

- **Aux appuis A = 5.65 cm² (section adopté)**

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 37} = 0.152$$

$$\beta = 0.936 \quad K_1 = 63.12 \quad K = 0.016$$

$$\sigma_s = \frac{M_{\text{st}}^{\text{ser}}}{\beta \times d \times A_{\text{st}}} = \frac{46.24 \times 1000}{0.936 \times 37 \times 5.65} = 173.86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.016 \times 173.86 = 2.78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiés.}$$

- **En travée A = 12.06 cm² (section adopté)**

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 12.06}{100 \times 37} = 0.324$$

$$\beta = 0.911 \quad K_1 = 41.18 \quad K = 0.024$$

$$\sigma_s = \frac{M_{\text{st}}^{\text{ser}}}{\beta \times d \times A_{\text{st}}} = \frac{115.62 \times 1000}{0.911 \times 37 \times 12.06} = 284.42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.024 \times 284.42 = 6.82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiés.}$$

Sens Y-Y

- **Aux appuis A = 3.44 cm² (section adopté)**

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.44}{100 \times 37} = 0.092$$

$$\beta = 0.949 \quad K_1 = 83 \quad K = 0.012$$

$$\sigma_s = \frac{M_{\text{st}}^{\text{ser}}}{\beta \times d \times A_{\text{st}}} = \frac{38.47 \times 1000}{0.949 \times 37 \times 3.44} = 318.49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.012 \times 318.49 = 3.82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiés.}$$

- **En travée A = 8.77 cm² (section adopté)**

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 8.77}{100 \times 37} = 0.238$$

$$\beta = 0.922 \quad K_1 = 49.10 \quad K = 0.020$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{96.19 \times 1000}{0.922 \times 37 \times 8.77} = 321.51 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.020 \times 321.51 = 6.43 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiées.}$$

5) Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie Figure, Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.

a) Sollicitation de calcul

$$\text{A l'ELU} \quad q_u = 239.04 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{239.04 \times 0.5^2}{8} = 7.47 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ELS} \quad q_s = 166.07 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{166.07 \times 0.5^2}{8} = 5.55 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des armatures

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 37 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7.47 \times 10^6}{1000 \times 37^2 \times 14.2} = 0.0038 < \mu_r = 0.392$$

$$\mu_u = 0.0038 \quad \beta = 0.900$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7.47 \times 10^3}{0.9 \times 37 \times 348} = 0.64 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0.64 \text{ cm}^2$$

6) Vérification à l'ELU

a) Vérification de la condition de non fragilité :

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 37 \times 2.1}{400} = 4.47 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA 12 = 4.52 cm² avec un espacement de e = 25 cm.

b) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2.$$

Soit 4 HA 10 = 3.14 cm² avec un espacement de e = 25 cm.

7) Vérification a l'ELS

a) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 37} = 0.122$$

$$\beta = 0.942 \quad K_1 = 71.21 \quad K = 0.014$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{7.47 \times 1000}{0.942 \times 37 \times 4.52} = 47.41 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.014 \times 47.41 = 0.66 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiées.}$$

b) Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_s = 47.41 \text{ MPa} < 384 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiées.}$$

Remarque

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires aux débords afin d'homogénéiser le ferraillement les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferraillement des débords.

8) Ferraillement de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier vers le haut, celui-ci sera muni de nervure (raidisseur) dans les 2 sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaire ou trapézoïdale) vers celle-ci.

a) Chargement simplifié admis

Les nervures sont considérées doublement encastées à leur extrémité.

Afin de ramener les charges appliquées sur des nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnera le même moment (l_m) et le même effort tranchant (l_t) que le diagramme triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Remarque

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

b) Charge trapézoïdale

Cas de chargement trapézoïdal :

$$\text{Moment fléchissant : } l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6}\right).$$

$$\text{Effort tranchant : } l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{4}\right).$$

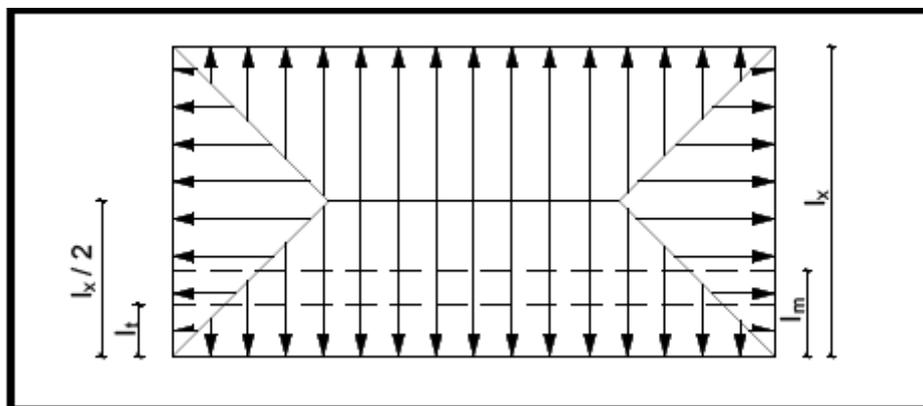


FIGURE VI.5 : Répartition trapézoïdale.

Cas de chargement simplifié :

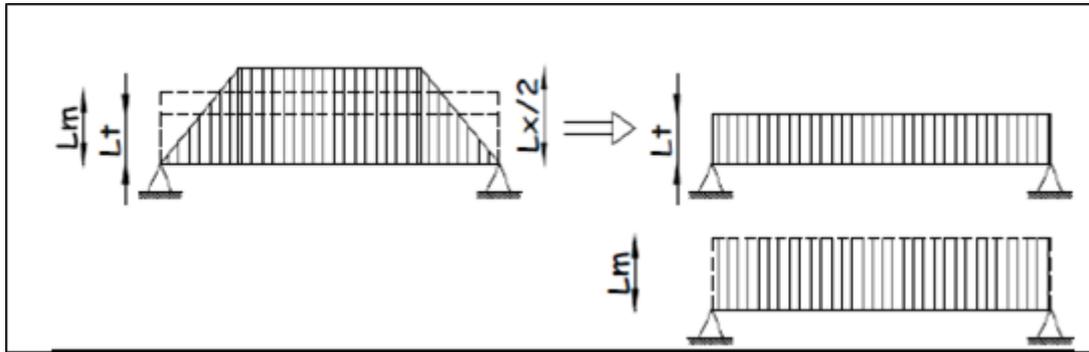


FIGURE VI.6 : Présentation du chargement simplifié.

Cas de chargement triangulaire :

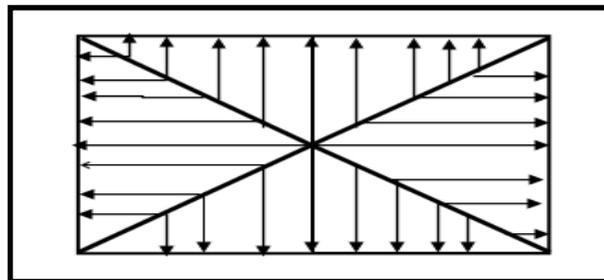


FIGURE VI.7 : Répartition triangulaire.

Moment fléchissant : $l_m = l_x \cdot 0.367$.

Effort tranchant : $l_t = l_x \cdot 0.301$.

c) Charges considéré

Les moments fléchissant :

$$Q_u = q_u \times l_m$$

$$Q_s = q_s \times l_m$$

Les efforts tranchants :

$$Q_u = q_s \times l_t$$

d) Détermination des charges

A l'ELU

$$q_u = \left(\sigma_{mu} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) \quad G_{rad} = 7140.146 \text{ KN} \quad S_{rad} = 460.92 \text{ m}^2$$

$$q_u = \left(239.04 - \frac{7140.146}{460.92} - \frac{373.5}{76.67} \right)$$

$$q_u = 228.42 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELS

$$q_s = \left(\sigma_{ms} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$q_s = \left(166.07 - \frac{7140.146}{460.92} - \frac{373.5}{76.67} \right)$$

$$q_s = 155.45 \text{ KN/m}^2$$

Remarque

Pour le calcul de ces poutres on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

- Sens transversal : Nervure (file 02) Tableau VIII.5 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

travée	panneau	l_x	l_y	ρ	charge	l_m	l_t	q_u	q_s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q_{um}	ΣQ_{um}	Q_{sm}	ΣQ_{sm}	Q_{ut}	ΣQ_{ut}	Q_{st}	ΣQ_{st}
A-B	1	3.1	3.3	0.9393	trapezoidal	1.137	0.933	228.42	155.45	259.7 1	519.42	176.74	353.49	145.03	190.06	213.11	426.23
	2	3.1	4.15	0.746	trapezoidal	1.137	0.933	228.42	155.45	259.7 1		176.74		145.03		213.11	
B-C	1	3.3	3.7	0.891	trapezoidal	1.211	0.9933	228.42	155.45	276.6 1	586.57	188.24	399.18	154.4	327.41	226.88	481.11
	2	3.7	4.15	0.891	trapezoidal	1.357	1.113	228.42	155.45	309.9 6		210.94		173.01		245.23	
C-D	1	3.3	3.7	0.891	trapezoidal	1.211	0.9933	228.42	155.45	276.6 1	586.57	188.24	399.18	154.4	327.41	226.88	481.11
	2	3.7	4.1 5	0.891	trapezoidal	1.357	1.113	228.42	155.45	309.9 6		210.94		173.01		245.23	
D-E	1	3.1	3.3	0.9393	trapezoidal	1.137	0.933	228.42	155.45	259.7 1	519.42	176.74	353.49	145.03	290.06	213.11	426.23
	2	3.1	4.15	0.746	trapezoidal	1.137	0.933	228.42	155.45	259.7 1		176.74		145.03		213.11	

- Sens longitudinal : Nervure (File C) Tableau VIII.6 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal) :

travée	panneau	l_x	l_y	ρ	charge	l_m	l_t	q_u	q_s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q_{um}	ΣQ_{um}	Q_{sm}	ΣQ_{sm}	Q_{ut}	ΣQ_{ut}	Q_{st}	ΣQ_{st}
1—2	1	3.7	4.15	0.891	trapezoidal	1.357	1.113	228.42	155.45	310.17	620.34	211.08	422.17	254.39	508.78	173.12	346.24
	2	3.7	4.15	0.891	trapezoidal	1.357	1.113	228.42	155.45	310.17		211.08		254.39		173.12	
2—3	1	3.3	3.7	0.891	trapezoidal	1.211	0.993	228.42	155.45	276.61	553.22	188.24	376.49	226.88	453.77	154.4	308.81
	2	3.3	3.7	0.891	trapezoidal	1.211	0.993	228.42	155.45	276.61		188.24		226.88		154.4	
3—4	1	3.4	3.7	0.919	trapezoidal	1.247	1.023	228.42	155.45	285.02	570.04	193.97	387.94	233.76	467.53	159.08	318.17
	2	3.4	3.7	0.918	trapezoidal	1.247	1.023	228.42	155.45	285.02		193.97		233.79		159.08	
4—5	1	3.2	3.7	0.864	trapezoidal	1.174	0.963	228.42	155.45	268.25	536.5	182.56	365.12	220.01	440.02	149.72	299.45
	2	3.2	3.7	0.864	trapezoidal	1.174	0.963	228.42	155.45	268.25		182.56		220.01		149.72	
5—6	1	3.4	3.7	0.918	trapezoidal	1.247	1.023	228.42	155.45	285.02	570.04	193.97	387.94	233.76	467.53	159.08	318.17
	2	3.4	3.7	0.918	trapezoidal	1.247	1.023	228.42	155.45	285.02		193.97		233.76		159.08	
6—7	1	3.3	3.7	0.891	trapezoidal	1.247	0.993	228.42	155.45	276.61	553.22	188.24	376.49	226.88	453.77	154.4	308.81
	2	3.3	3.7	0.891	trapezoidal	1.247	0.993	228.42	155.45	276.61		188.24		226.88		154.4	
7--8	1	3.7	4.15	0.891	trapezoidal	1.357	1.113	228.42	155.45	310.17	620.34	211.08	422.17	254.39	508.78	173.12	346.24
	2	3.7	4.15	0.891	trapezoidal	1.357	1.113	228.42	155.45	310.17		211.08		254.39		173.12	

9) Ferrailage

Tableau VI.4 : les efforts internes dans les nervures

Efforts internes	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{Amax} (KN.m)	453.497	228.79	400.629	183.079
M_{Tmax} (KN.m)	228.808	115.142	261.174	92.002
T_{max} (KN)	662.735	437.964	608.547	510.673

a) Calcul des armatures : $B = 45 \text{ cm}$ $H = 80$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.5 : ferrailage des nervures

Sens	Zone	M_u KN.m			Type de section	A cm ²	$A_{adopté}$ cm ²
Sens xx	Appuis	453.497	0.054	0.972	SSA	17.41	4HA16(Filante)+(4HA20) (chap)=20.6cm ²
	Travée	228.808	0.026	0.989	SSA	8.6	4HA16(Filante)+(4HA12)(chap)= 12.56cm ²
Sens yy	Appuis	400.629	0.048	0.975	SSA	15.33	4HA16(Filante)+(4HA16)(chap)= 16.08cm ²
	travée	261.174	0.030	0.985	SSA	9.89	4HA16(Filante) +(4HA12)chap= 12.56cm ²

b) Armatures transversal

Diamètre des armatures transversal :

$$\text{---} = 6.66 \text{ mm.} \quad \text{Soit : } \varnothing = 8 \text{ mm.}$$

c) Espacement des armatures

Zone nodal :

$$\left\{ \text{---} \quad 1 \right\} = \min \{20 \quad 24\} = 10 \text{ cm}$$

Zone courate :

$$\text{---} = \text{---} = 40 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_t = 20 \text{ cm.}$$

d) Armature transversal minimal (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

$$= 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

e) Armatures de peau (Art 4.5.34/BAEL 91 modifiée 99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est d'au moins (3 cm²/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 80cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : 2HA14 = 3.08 cm².

VI.3.4 verification

1) ELU:

a) Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{\min} = \text{-----}$$

$$A_{\min} = \text{-----} = 4.18 \text{ cm}^2.$$

Aux appuis :

$$A_a = 20.6 \text{ cm}^2 > 4.18 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiées.}$$

En travée :

$$A_t = 12.56 \text{ cm}^2 > 4.18 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiées.}$$

b) Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)

$$\text{-----} < \bar{\tau}_u = \min \{ 0 \quad \text{-----} \quad Pa \} = 2.5 \text{ MPa.}$$

Sens longitudinal : $T_u^{\max} = 717.29 \text{ KN}$

$$\text{-----} = \text{-----} = 1.91 \text{ KN} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa.} \quad \text{Conditions vérifiées.}$$

Sens transversal : $T_u^{\max} = 710.99 \text{ KN}$

$$\text{-----} = \text{-----} = 1.75 \text{ KN} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa.} \quad \text{Conditions vérifiées.}$$

2) ELS :

a) Pour vérifier la contrainte dans le béton :

On doit vérifier que : $\text{-----} < \text{-----}$

$$\text{-----} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$f_{bc} = K \times \sigma_s$$

b) Pour vérifier la contrainte dans les aciers :

On doit vérifier que : $\text{-----} < \text{-----}$

$$\text{-----} ; \quad \text{-----}$$

$$\bar{\sigma} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf} \right\} = \min \{ 266 \quad 6 \} \text{ MPa}$$

Tableau VI.6: vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Zone	A cm ²	ρ		K_1	M_s	MPa	$\bar{\sigma}$ MPa	MPa	$\bar{\sigma}$ MPa	Obs
Sens xx	Appuis	20.6	0.594	0.886	28.86	228.79	162.79	201.6	5.64	15	Cv
	Travée	12.56	0.46	0.897	33.54	115.142	132.69	201.6	3.96	15	Cv
Sens yy	Appuis	15.33	0.44	0.899	28.86	183.097	172.53	201.6	5.98	15	Cv
	travée	12.56	0.36	0.906	38.76	92.002	104.99	201.6	2.7	15	cv

Chapitre VII

FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS

Partie 01

VII Ferrailage des poteaux :

VII.1 Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans le sens le plus défavorable, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$\begin{array}{lcl}
 1.35G + 1.5Q & \longrightarrow & ELU \\
 G + Q & \longrightarrow & ELS \\
 \left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \end{array} \right\} & \longrightarrow & RPA99 révisé 2003
 \end{array}$$

Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle :

situation	Fe (Mpa)	fC28 (Mpa)	γ_b	γ_s	θ	f_{bu} (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	400	25	1.5	1.15	1	14.2	348
Accidentelle	400	25	1.15	1	0.85	18.48	400

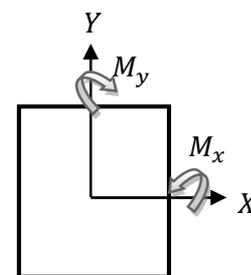
Tableau VII.1 : paramètres de calcul en situation durable et accidentelle.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

M_x : moment du poteau dans le sens longitudinal

M_y : moment du poteau dans le sens transversal



VII.2) Recommandation du RPA 2003

1) Armatures longitudinales : (RPA 99/Art 7.4.1).

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Le diamètre minimal est de **12 mm**.

La longueur minimale de recouvrement est de **40 \emptyset (zone II)**.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20 cm (zone III)**.

Les jonctions par recouvrement doit être si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : **25 cm en zone I et II**

▪ **Pourcentage minimal :**

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0.8%** de la section du béton (**zone II**)

poteaux (40 x 40): $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$

poteaux (35 x 35): $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$.

poteaux (30x30): $A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$.

▪ **Pourcentage maximal :**

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement (zone III) :

➤ **Zone courante :**

poteaux (40 x 40): $A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$.

poteaux (35 x 35): $A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$.

poteaux (30 x 30): $A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 30 \times 30 = 36\text{cm}^2$.

➤ **Zone de recouvrement :**

poteaux (40 x 40): $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$.

poteaux (35 x 35): $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.5\text{cm}^2$.

poteaux (30 x 30): $A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 30 \times 30 = 54\text{cm}^2$.

2) Armatures transversales : (RPA 99 / Art 7.4.2.2)

Le rôle des armatures transversales consiste à :

Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

Positionner les armatures longitudinales.

Leur calcul se fait à l'aide de la formule suivante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales ; $f_e = 400 \text{ [Mpa]}$.

A_t : Armatures transversales.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant :

$\rho = 2.50$ si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

$\rho = 3.75$ si l'élançement géométrique $\lambda_g < 5$.

S_t : Espacement des armatures transversales :

$S_t \leq \text{Min}(10\emptyset, 15 \text{ cm})$ en zone nodal.

$S_t \leq 15 \emptyset$ en zone courante.

Avec \emptyset : diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

3) La quantité d'armatures transversales minimale :

$\frac{A_t}{b \cdot S_t}$ En % est donnée comme suit :

0.3 % si $\lambda_g \geq 5$

0.8 % si $\lambda_g \leq 3$

Par interpolation entre les valeurs précédentes si $3 < \lambda_g < 5$.

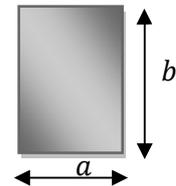
4) Calcul d'élancement géométrique :

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \emptyset$ minimum.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ Ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec : « a » et « b » représentent les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau.



VII.3 Calcul du ferrailage à L'ELU :

1) Les armatures longitudinales :

a) Exposé de la méthode de calcul à l'ELU:

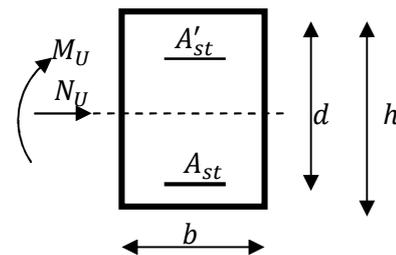
Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier une section soumise à une flexion composée qui peut être une :

Section partiellement comprimée (SPC).

Section entièrement comprimée (SEC).

Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$



b) Section partiellement comprimée :(SPC)

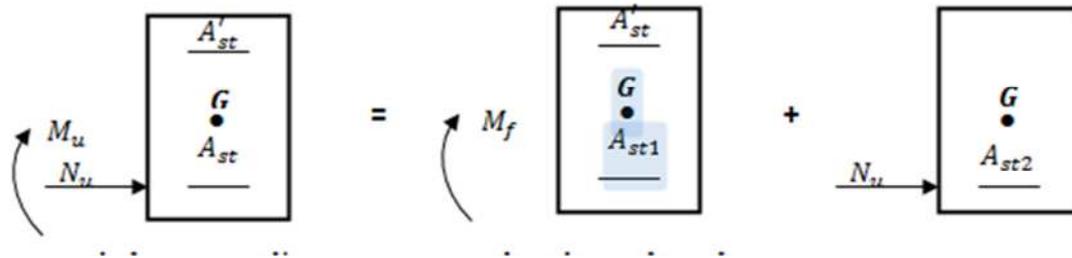
La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$(d - c')N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bc}$$

Avec : M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right).$$



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa.}$$

$\mu \leq \mu_l = 0.392$ La section est simplement armée (SSA).

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} \quad ; \quad A' = 0$$

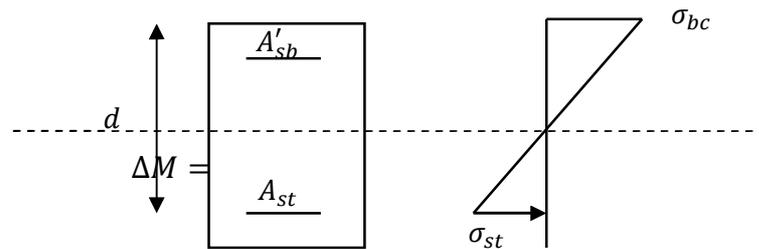
D'où la section réelle est : $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$ si l'effort est négatif.

Si A_{st} est négative $A_{st} \geq \max(\frac{bh}{1000}, 0.23bh \frac{f_{t28}}{f_e})$.

Si : $\mu > \mu_l = 0.392$

On calcul :

$$M_r = \mu_l bd^2f_{bc}$$



La section est doublement armée (SDA).

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée

$$A_{st1} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}}$$

$$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa.}$$

La section réelle d'armature est $A'_{st} = A'$, $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

c) Section entièrement comprimée : (SEC)

La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u(d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{C'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$$

Il y a deux cas possible de ferrailage, après vérification de la condition ci-dessus :

- **1^{er} Cas : S.S.A (Section Simplement Armée)**

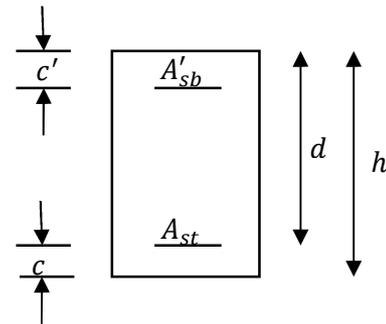
Si : $N_u(d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$

$A'_{st} \neq 0 ; A_{st} = 0$

Les sections d'armatures sont :

$A'_{st} = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_{st}} ; A_{st} = 0.$

Avec : $\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - 100M_u}{100bh^2f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$



▪ 2^{em} Cas : S.D.A (Section Doublement Armée) :

Si : $N_u(d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$ Les sections d'armatures sont :

$A'_{st} = \frac{M_u - (d - 0.5h)bhf_{bu}}{(d - c')\sigma_{st}} ; A_{st} = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_{st}} - A'_{st}.$

Si : $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera a l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - Bf_{bu}}{\sigma_{st}}$.

Avec B : Aire de la section du béton seul

σ_{st} : Contrainte de l'acier

2) Ferrailage des poteaux :

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Zones	Type de sollicitation					A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	OBS
	N max	N min	M cor	M max				
Zone 1 (40x40)	N max	1479.014	M cor	109.052	ELU	1.4	0	SPC
	N min	260.379	M cor	19.751	ACC	0	0	SEC
	N cor	636.76	M max	128.823	ACC	0	2.12	SPC
Zone 2 (35x35)	N max	1291.324	M cor	4.705	ELU	0	0	SEC
	N min	69.632	M cor	4.444	ACC	0	0	SEC
	N cor	281.134	M max	59.684	ACC	0	1.37	SPC
Zone 3 (30x30)	N max	614.364	M cor	3.666	ELU	0	0	SEC
	N min	30.843	M cor	18.774	ELU	0	1.54	SPC
	N cor	70.08	M max	41.436	ELU	0	3.66	SPC

Tableau VII.2 : Calcul des sections d'armatures.

NB :

Les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires.

Tableau VII.3 : Choix des armatures longitudinales.

Section des poteaux (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferraillages (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
(40x40)	12.8	4HA16+4HA14	14.19
(35x35)	9.8	4HA14+4HA12	12.56
(30x30)	7.2	8HA12	9.05

3) Vérification à l'ELU

a) L'espacement des armatures transversales

Leur calcul se fait à l'aide de la formule. (RPA 99 révisé 2003/Art 7-4-2-2).

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h.f_e}$.

Espacement des armatures selon le RPA version 2003 :

- En zone nodale :

$$St \leq \min \{1\varnothing_L^{\min}, 15\text{cm}\} = \min \{10.1.2 ; 15\text{cm}\} = 12 \text{ cm} > 10\text{cm}$$

$$St = 10 \text{ cm.}$$

- En zone courante :

$$St = 15 \times \varnothing_L^{\min} = 15 \times 1.2 = 15 \text{ cm}$$

$$St = 15 \text{ cm.}$$

b) élancement géométrique du poteau est donné par la relation :

$$l_0 = 4.08 \text{ cm pour le RDC}$$

$$L_f = 0.7 \times 4.08 = 2.856 \text{ m.}$$

$$l_0 = 3.06 \text{ cm pour étages courants}$$

$$L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m.}$$

c) Vérification de la quantité d'armatures :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} ; i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad l_f = 0.7 h_e \quad \text{Selon le RPA :}$$

Si $\lambda_g \geq 5$: 0.3% bst.

Si $\lambda_g \geq 3$: 0.8% bst.

Si $3 \leq \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

Dans notre cas on a $\lambda_g \geq 5$ At min=0,3% bst.

Tableau VII.4 : Quantité d'armature.

		(40x40) cm ²	(35x35) cm ²	(30x30) cm ²
V _u (KN)		30.3	24.36	20.56
Λ _g		8.92	6.12	7.14
ρ _a		2.5	2.5	2.5
A _{min} (cm ²)	Zone nodale	1.2	1.05	0.9
	Zone courante	1.8	1.57	1.35
A _{t RPA} calculée (cm ²)	Zone nodale	0.57	0.32	0.38
	Zone courante	0.86	0.48	0.58
A _{adoptée} (cm ²)		2.01		
Choix		4HA8		

d) Longueur de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrements est de:

Pour la zone II : L_r = 40Φ

- Ø16 L_r = 40 × 1.6 = 80 cm L_r = 64 cm
- Ø14 L_r = 40 × 1.4 = 64 cm L_r = 56 cm
- Ø12 L_r = 40 × 1.2 = 56 cm L_r = 48 cm

e) Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91 Article : A.6.1.221)

$$l_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} ; \tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28}.$$

Ψ = 1.5 pour les aciers à haute adhérence

$$\text{Pour les HA 16: } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,10)} = 56.54 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les HA 14 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,10)} = 49.48 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les HA 12: } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 2,10)} = 42.40 \text{ cm.}$$

f) Vérification au cisaillement : (RPA99/Art7.4.3.2) :

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

Avec : f_{c28} = 25MPa Et λ_g ≥ 5 → ρ_b = 0.075.

- **Poteaux (40.40)**

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{30.3 \times 10^3}{400 \times 370} = 0.204 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,204 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Poteaux (35x35):**

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{24.36 \times 10^3}{350 \times 320} = 0.217 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,217 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Poteaux 45x45:**

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{20.56 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.254 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.254 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

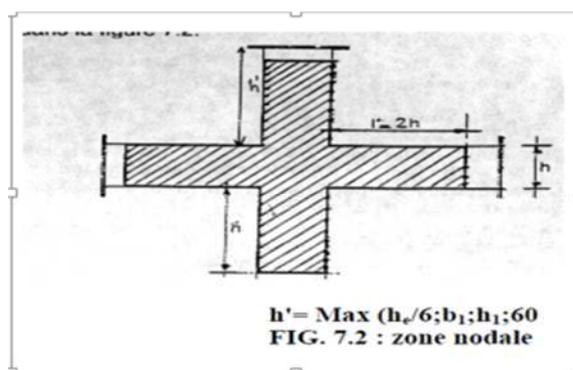


FIGURE V.II.5 : zone nodale (RPA7.2 page 71)

g) Délimitation de la zone nodale :

La zone nodale est importante par rapport à la hauteur de poteau donc on adopte le ferrailage de la zone nodale le long de ces poteaux avec un espacement de 10 cm.

Au niveau des poutres $h' = 2xh$.

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right).$$

h: Hauteur de la poutre.

b₁; h₁: dimensions du poteau.

h_e: hauteur entre nœuds des poutres.

$$h_e = 306 - 35 = 271 / 6 = 45.16$$

$$h' = \text{max} (45.16; 40; 40; 60)$$

$$h' = 60 \text{ cm.}$$

4) Vérification à L'ELS :

a) Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL 91 Modifiée 99):

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0.23b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

					$A_{s \text{ min}}$	$A_{\text{adopté}}$	OBS
Zone1	N max	643.86	M cor	7.124	1.78	14.19	vérifiée
	N min	364.47	M cor	10.452			
	N cor	648.064	M max	1.097			
Zone2	N max	760.763	M cor	14.89	1.35	12.56	vérifiée
	N min	274.092	M cor	16.11			
	N cor	263.205	M max	1.321			
Zone3	N max	375.05	M cor	1.398	0.97	9.05	vérifiée
	N min	97.283	M cor	17.47			
	N cor	51.081	M max	7.81			

Tableau VII.4 : Sections minimums des armatures.

Remarque :

D'après les résultats trouvés sur le tableau, on constate que la condition de non fragilité est vérifiée car $A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}}$

b) Etat limite d'ouverture de fissures :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers.

c) Etat limite de compression du béton :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous M_s et N_s , on doit déterminer les contraintes du béton puis les comparer aux contraintes admissibles.

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

Pour le béton :

A (cm ²)	N _{max} (KN)	M _{cor} (KN)	e _s	A _s =A' _s (Cm ²)	σ _{BC} (MPA)	σ _{inf} (MPA)	σ̄ _{BC} (MPA)	obs
Zone1	643.86	7.124	0.011	4.78	4.58	4.16	15	CV
Zone2	760.763	14.89	0.019	4.23	3.86	2.06	15	CV
Zone3	375.05	1.398	0.0037	5.96	1.83	1.93	15	CV

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes dans le béton.

Pour les aciers :

A (cm ²)	N _{max} (KN)	M _{cor} (KN)	e _s	A _s = A' _s (Cm ²)	σ _{sup} (MPA)	σ _{inf} (MPA)	σ̄ _s (MPA)	OBS
Zone 1	643.86	7.124	0.011	4.78	64.8	52.8	348	CV
Zone 2	760.763	14.89	0.019	4.23	37.4	27.7	348	CV
Zone 3	375.05	1.398	0.0037	5.96	26.8	15.16	348	CV

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes dans l'acier.

d) Schéma de ferrailage des poteaux :

Poteaux (40×40) :

Les armatures longitudinales : 4HA16 + 4HA14 = 14.2cm².

Les armatures transversales : 4HA8 = 2.01cm².

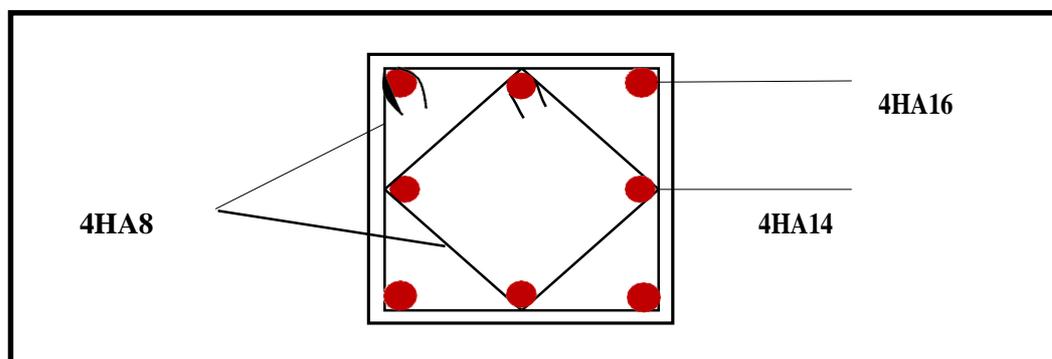


FIGURE VII.7 : Ferrailage Poteau 40x40.

Poteaux (35×35) :

Les armatures longitudinales : 4HA14 + 4HA12 = 10.68cm².

Les armatures transversales : $4HA8 = 2.01\text{cm}^2$.

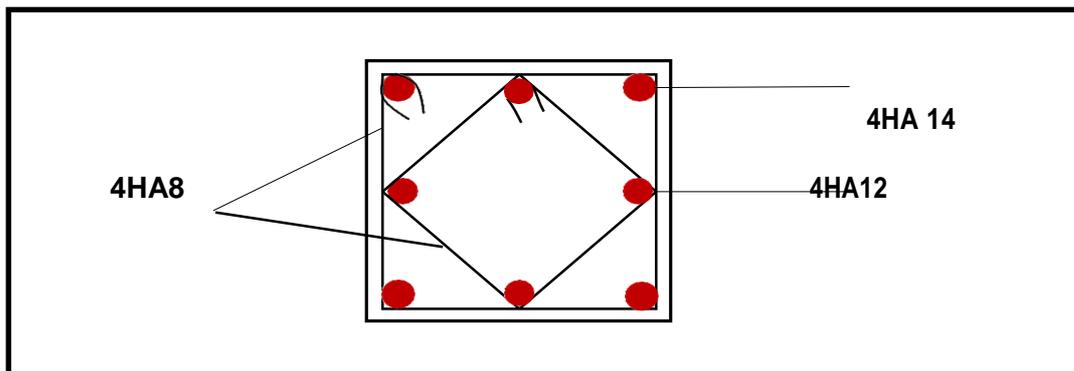


FIGURE VII.8 : *Ferrailage Poteau 35x35.*

Poteaux (30×30) :

Les armatures longitudinales : $4HA12 + 4 HA12 = 9.05 \text{ cm}^2$.

Les armatures transversales : $4HA8 = 2.01\text{cm}^2$.

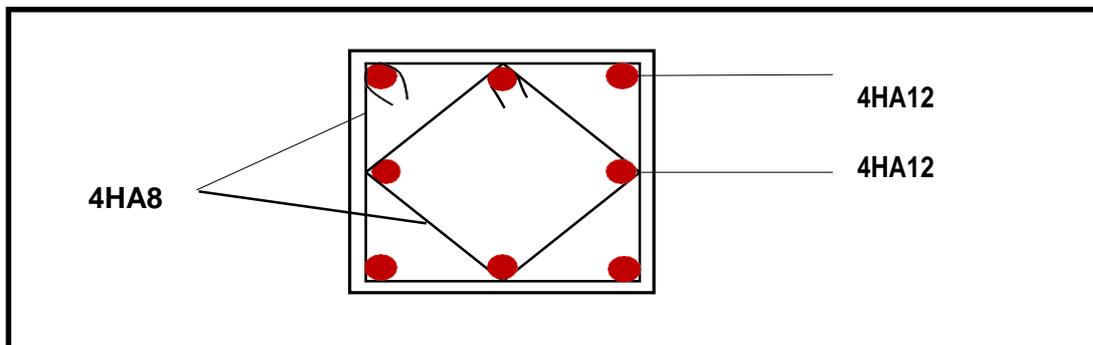


FIGURE VII.9 : *Ferrailage Poteau 30x30.*

Partie 02

VII.2 Ferrailage des poutres :

1) Introduction :

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple, à l'état limite ultime (ELU), puis on procédera à une vérification à l'état limite de service (ELS).

Les aciers nécessaires pour le ferrailage des poutres seront déterminés en fonction des moments Fléchissant maximums pour les deux situations suivantes

TABLEAU VII.10 : Situations et coefficients de calcul.

Situation	γ_b	γ_s	θ	f_{c28} (Mpa)	f_{bu} (Mpa)	f_e (Mpa)	σ_s
durable	1.5	1.15	1	25	14.16	400	348
accidentelle	1.15	1	0.85	25	18.48	400	400

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les combinaisons suivantes:

1.35G+1.5Q à l'ELU

G+Q à L'ELS

G+Q±E RPA 99 version 2003

0.8G±E RPA 99 version 2003

2) Recommandations du RPA pour le ferrailage des poutres :

a) armatures longitudinales :

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Poutres principales : $A_{\min}=0.005 \times 25 \times 35=4.38\text{cm}^2$.

Poutres secondaires : $A_{\min}=0.005 \times 25 \times 35=3.75\text{cm}^2$.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

▪ En zone courante :

Poutres principales : $A_{\max}=0.04 \times 25 \times 35=35\text{cm}^2$.

Poutres secondaires : $A_{\max}=0.04 \times 25 \times 30=30\text{cm}^2$.

▪ En zone de recouvrement :

Poutres principales : $A_{\max}=0.06 \times 25 \times 35=52.5\text{cm}^2$.

Poutres secondaires : $A_{\max}=0.06 \times 25 \times 30=45\text{cm}^2$.

La longueur minimale de recouvrement est de **40Ø** en zone II.

b) Armatures transversales :

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi\right)$$

En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$ en zone de recouvrement.

Avec :

Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

c) Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexes E3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- $A \frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $A \frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- au moins la moitié de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

3) Ferrailages des poutres à l'ELU :

Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée (SSA).

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

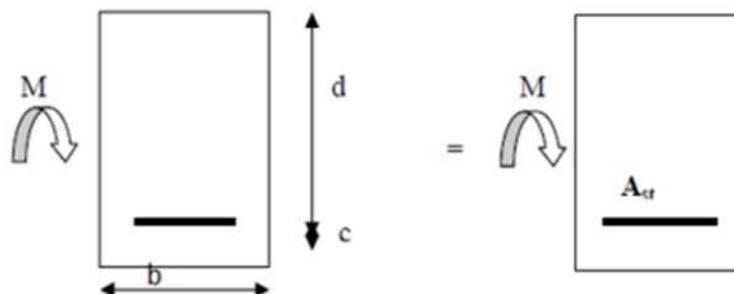


FIGURE VII.11 : Schéma de calcul en flexion simple d'une SSA.

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée (SDA).

On calcule : $M_r = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

M_F : Moment ultime pour une section simplement armée

$$A_{s1} = \frac{M_F}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives

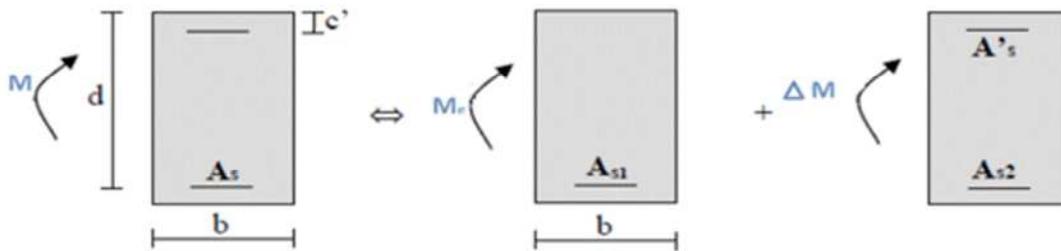


FIGURE. VII.12 : Schéma de calcul en flexion simple d'une SDA.

A_s : La section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

$A's$: La section supérieur la plus comprimée.

4) Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage des poutres est récapitulé dans les tableaux suivants :

a) Ferrailage des poutres principales (30×40) :

TABLEAU VII.13 : ferrailage des poutres principales.

	M max (KN.m)	μ_b	obs	β	A_{st}	Ferrailage	$A_{adopté}$ Cm ²
En travée	41.937	0.115	SSA	0.938	4.01	3HA14	4.62
Aux appuis	115.047	0.243	SSA	0.858	10.47	3HA 14 +3HA 16(Chapeau)	10.64

b) Ferrailage des poutres secondaires (30×35) :

Tableau VI.14 : ferrailage des poutres secondaires.

	M max (KN.m)	μ_b	obs	β	A_{st}	Ferrailage	$A_{adopté}$ Cm ²
En travée	28.369	0.091	SSA	0.952	2.88	3HA 14	4.62
Aux appuis	40.774	0.100	SSA	0.942	3.64	3HA 14	4.62

5) Vérification a l'ELU :

Les vérifications à effectuées sont les suivantes ;

a) Condition de non fragilité : (BEAL 91 ; Art 4.2.1)

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

▪ Poutres principales (30x40) cm²

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$$

▪ Poutre secondaire (30x35) cm²

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$\begin{array}{l} \text{D'où : PP} \longrightarrow A_s=10.46 > 1.34 \text{ cm}^2 \\ \text{PS} \longrightarrow A_s=4.62 > 1.6 \text{ cm}^2 \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{D'où : PP} \\ \text{PS} \end{array}} \right\} \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Justification sous sollicitation d'effort tranchant:(BAEL91.Art A.5.1)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette Justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b.d}$$

T_{\max}^u : Effort tranchant max à l'ELU.

Poutres principale : $\tau_u = \frac{103.003 \times 10^3}{300 \times 370} = 0.92 \text{ MPa.}$

Poutre secondaire : $\tau_u = \frac{48.889 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.51 \text{ MPa.}$

Etat limite ultime du béton de l'âme :(BAEL91.art A.5.1.21).

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b.d} \leq \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Poutres principales : $0.92 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

Poutres secondaires : $0.51 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

c) Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :

▪ Influence sur le béton :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \times b \times d \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Poutres principales : $T_u = 103.003 \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \times 0.3 \times 0.37 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 666 \text{ KN.}$

Poutres secondaires : $T_u = 48.889 \text{ kN} \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \times 0.3 \times 0.35 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 630 \text{ KN.}$

▪ **Influence sur les armatures :**

Lorsqu'au droit d'un appui : on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $T_u - \frac{M_u}{0.9d}$.

$$D'où : A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

Poutres principales : $103.003 - \frac{74.989}{0.9 \times 0.37} = -122.19 < 0$.

Poutres secondaires : $48.889 - \frac{34.961}{0.9 \times 0.32} = -72.5 < 0$.

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

d) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (BAEL91 Art.6.1.

3) :

$$\tau_e \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{Mpa.} \quad \Psi_s = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{\tau_u^{\max}}{0.9 \times d \times \Sigma U_i}$$

ΣU_i : Périmètre minimal circonscrit a la section droite des barres.

▪ **Poutres principales :**

$$3\text{HA}14 + 3\text{HA}16 \rightarrow \Sigma U_i = n. \pi. \phi = 41.45 \text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{103.003 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.37 \times 0.4145} = 0.746 \text{Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

▪ **Poutres secondaires :**

$$3\text{HA}14 \rightarrow \Sigma U_i = n. \pi. \phi = 13.18 \text{cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{48.889 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.32 \times 0.1318} = 1.288 \text{Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

e) Calcul de la longueur de scellement droit des barres (BAEL91 Art A6-1.21) :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec} \quad \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6(1.5)^2 \times 2.1 = 2.835.$$

Pour les $\phi 14$: $L_s = 49.38 \text{cm}$ $L_s = 50 \text{cm.}$

Pour les $\phi 16$: $L_s = 56.44 \text{cm}$ $L_s = 60 \text{cm.}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0.4L_s$ » pour barre à haute adhérence.

Pour les $\phi 14$: $L_s = 19.75 \text{cm}$ $L_s = 20 \text{cm.}$

Pour les $\phi 16$: $L_s = 22.58 \text{cm}$ $L_s = 25 \text{cm.}$

f) Calcul des armatures transversales :

f.1) Espacement max des armatures transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003):

Poutres principale :▪ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi; 30\text{cm}\right) = \min\left(\frac{30}{4}; 12 \times 1.6; 30\text{cm}\right)$$

$$S_t = \min(10\text{cm}; 19.2\text{cm}; 30\text{cm}) = 10\text{cm}$$

On opte pour $S_t = 8\text{cm}$

▪ **Zone courante :**

$$S_t \leq \min\frac{h}{2} = 20\text{cm}.$$

En prend: $S_{t\text{max}} = 17\text{cm}$.

Poutres secondaire▪ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi; 30\text{cm}\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.4; 30\text{cm}\right)$$

$$S_t = \min(8.75\text{cm}; 16.8\text{cm}; 30\text{cm}) = 8.75\text{cm}$$

On opte pour $S_t = 7\text{cm}$

▪ **Zone courante :**

$$S_t \leq \min\frac{h}{2} = 17.5\text{cm}$$

En prend: $S_{t\text{max}} = 15\text{cm}$

f.2) Le diamètre des armatures selon le BAEL91 :(Art A.7.2.2) :

Poutres principale :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_1; \frac{b}{10}\right)$$

$$\varphi_t \leq \min(11.4\text{mm}; 16\text{mm}; 30\text{mm}).$$

Soit : $\varphi_t = 8\text{mm}$

Selon le RPA version 2003 : Art 7.2.2

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 7 \times 30 = 0.63 \text{ cm}^2$$

On optera pour un cadre et un étrier soit **$A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$** .

Poutres secondaire :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_1; \frac{b}{10}\right)$$

$$\varphi_t \leq \min(10\text{mm}; 14\text{mm}; 30\text{mm}).$$

Soit : $\varphi_t = 8\text{mm}$

Selon le RPA version 2003 : Art 7.2.2

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2$$

On optera pour un cadre et un étrier soit **$A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$** .

g) Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max\left(\frac{h}{6}; b_1; h_1; 60\right) \text{ cm}$$

h : Hauteur des poutres.

b₁ et h₁ : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

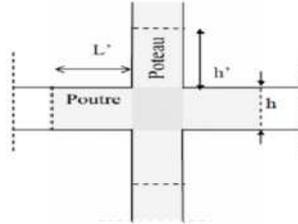


FIGURE VI.15: Délimitation de la zone nodale.

Les poutres :

$L' = 2 \times 40 = 80$ cm poutres principales (30x40).

$L' = 2 \times 35 = 70$ cm poutres secondaires (30x35).

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5 cm au plus du nu d'appui ou d'encastrement.

6) Vérification à l'ELS:

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives :

Etat limite d'ouverture des fissures (exemple de calcul pour la fissuration non préjudiciable).

Etat limite de résistance du béton à la compression.

Etat limite de déformation.

a) Etat limite de résistance du béton en compression : (BAEL91/ A.4.5.2)

Il faut vérifier la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$ (Contrainte de traction des aciers),

A : armatures adoptées à l'ELU,

k₁ et β₁ Sont tirés des tableaux en fonction de $\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d}$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.16 : vérification des contraintes

POUTRE		Moment ELS KN.M	ρ	β_1	K_1	d (cm)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	OBS	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{BC}$ (MPa)	OBS
p.p	travée	29.4	0.577	0.887	29.25	37	224.35	348	CV	7.67	15	CV
	appuis	53.7	1.001	0.860	20.71	37	243.69	348	CV	11.76	15	CV
p.s	Travée	26.2	0.577	0.887	29.25	32	200.33	348	CV	6.85	15	CV
	appuis	42.05	1.001	0.860	20.71	32	190.78	348	CV	9.21	15	CV

b) Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens.

Calcul de la flèche :

▪ Poutres principales:

Dans notre cas la flèche est donnée par ROBOT $\Rightarrow f = 0.516cm.$

$$f = 0.516cm \leq f = \frac{l}{500} = \frac{410}{500} = 0.86cm.$$

▪ Poutres secondaires :

Dans notre cas la flèche est donnée par ROBOT $\Rightarrow f = 0.775cm.$

$$f = 0.775cm \leq f = \frac{l}{500} = \frac{450}{500} = 0.90cm.$$

Conclusion:

La flèche est vérifiée.

Schéma de ferrailage des poutres :

Poutres principales :

En travée :

Armatures longitudinales : 3HA14.

Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8.

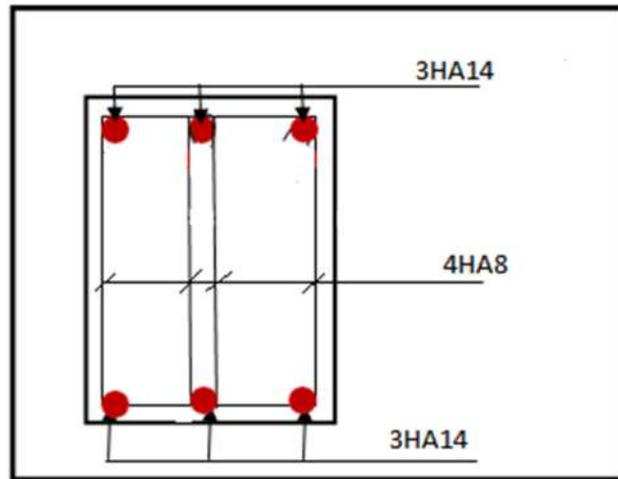


FIGURE VI.17: *Ferrailage en travée d'une poutre principale.*

Sur appuis :

Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA 16 CHAP

Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8.

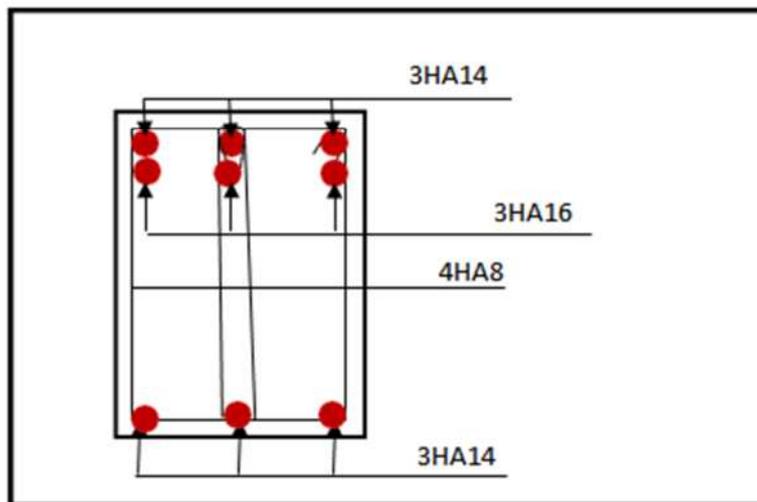


FIGURE VI.18: *Ferrailage sur appuis d'une poutre principale.*

Poutres secondaires : ferrailage uniforme aux travées et aux appuis.

Armatures longitudinales : 3HA14.

Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8.

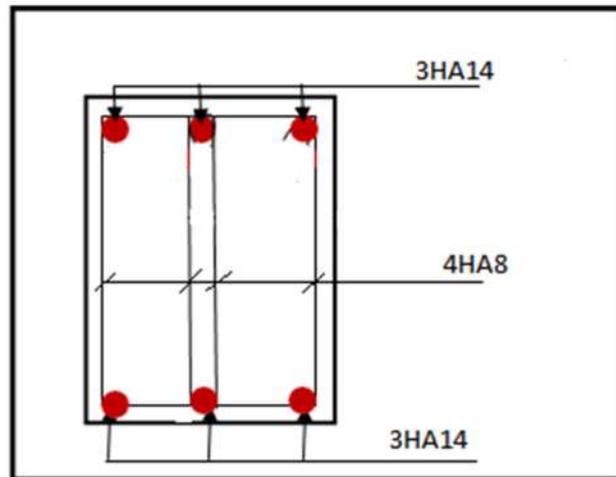


FIGURE VI.19: Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.

Partie 03

V.II Ferrailage des voiles

V.II.1 Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et Horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion Composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux Surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au Séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- **Armatures verticales.**
- **Armatures horizontales.**
- **Armatures transversales.**

La méthode utilisée est la méthode classique (Exposé de laméthode).

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Elles seront ferrillées en flexion composée sous la combinaison la plus défavorable ci-dessous, puis on effectuera les vérifications à l'ELS.

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

Le ferrailage sera fait par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

- Zone1: niveaux: RDC ; 1; 2.
- Zone2: niveaux: 3; 4; 5.
- Zone3: niveaux:6 ;7 ;8.

2) Exposé de la méthode :

Calcul de l'excentricité : $e = \frac{m}{N}$

Déterminer le diagramme des contraintes.

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N,m), en utilisant les formules suivantes:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I}y$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} y$$

Avec : Ω : section du béton.

I: moment d'inertie du trumeau.

Y : bras de levier; $Y=L/2$.

M et N sont déterminés à partir du logiciel.

a) calcul de la hauteur utile(d):

La hauteur utile (d) est prise de la fibre comprimée la plus éloignée à l'axe de symétrie des Armatures tendues.

Le RPA préconise de concentrer les armatures calculée au niveau des extrémités du voile. Trois cas présentent:

1-faire en sorte de constituer un potelet avec un espacement de 10cm et un enrobage de 5cm.

2-Dans le cas où ces armatures ne peuvent pas être placées convenablement dans cette zone;

Alors on peut augmenter la longueur de la zone d'extrémité à **L/10**.

3-en fin, si le cas ne le permet pas, alors on est amené à calculer la longueur de la zone

$$L_{tendue} = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L.$$

Remarque:

au cours de nos calculs, nous avons constaté que le centre de pression de toutes nos sections se trouve en dehors du segment limité par les armatures, ce qui donne des sections partiellement comprimées. Pour cela, on propose les détails suivants complétés par un exemple de calcul.

b) calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues:

$$M = m - N(d - \frac{L}{2})$$

c) ferrailage du voile:

Armatures verticales:

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

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

γ_b : 1.15 situation accidentelle ; $\theta = 0.85$: si la durée d'application est $<$ à 1 heure.

$\mu_b < \mu_l \Rightarrow$ SSA.

$\mu_b > \mu_l \Rightarrow$ SDA.

$$A_V = \frac{M_b}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{N}{100\sigma_s}$$

Avec A_V : section des armatures tendue du voile.

Remarque:

Le reste des armatures verticales occupant la zone courante du trumeau sera déterminé par les conditions de vérification que nous allons voir plus tard.

Armatures horizontales :

Exigence du RPA (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

$A_H > 0.15\% \times B$.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Exigence du BAEL (Art A.8.2,4/BAEL 91 modifiées 99)

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

d) Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3)

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile A_V et $A_H \geq 0.15\% B$.

Zone courante : A_V et $A_H \geq 0.10\% B$.

e) Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

D'après l'article **7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003** :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

f) Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Espacement (**Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003**).

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min \{1.5e, 30\text{cm}\}$$

Avec : e = épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

e) Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

f) Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = l \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1,4 \times V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

V.II.2 Vérification

1) Exigences de RPA 99 (version 2003)

▪ Zone tendue :

section de la zone tendue : $b \times l_t$.

ferraillage de la zone tendue : A_t .

On doit vérifier que : $0.2 \% b l_t < A_t$.

▪ Globalement dans le voile :

Section totale du béton : $S_b = b \times L$

Section totale des armatures : S_a

On doit vérifier que : $\frac{S_a}{S_b} \% \geq 0.15\%$

▪ Zone courante :

La longueur de la zone courante est donnée comme suit : $L - 2L/10$

Section brute du béton : $8 bL/10$

Section d'armature dans cette zone courante : A_c

On doit vérifier que : $\frac{10A_c}{8bl} > 0.10 \%$.

V.II.3 Vérification à L'ELS

Pour cet état, on considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

1) Vérification de la contrainte de cisaillement

D'après le **RPA99(Art 7.7.2 /RPA)** :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}.$$

$$V = 1.4 V_u \quad \tau_b = \frac{v}{b_0 \times d}$$

Avec

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

D'après le **BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99)**.

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec :

$\bar{\tau}_u$: contrainte de cisaillement (Art 5.1,211/BAEL91 modifiées 99).

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right); \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

Exemple de calcul : (bloc gauche zone I voile V1)

$N = -1350.621 \text{ KN}$; $M = 494.213 \text{ KN.m}$ chngé dans la deuxième condition pour voir est ce que SPC.

Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{m}{N} = \frac{1350.621}{494.213} = 2.7\text{m} > (l/2 - 2c) = /2 - 2 \times 0.03 = 0.56 \text{ m} \Rightarrow \text{SPC.}$$

2) déterminer le diagramme des contraintes

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I}y$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I}y$$

$$\Omega = b \times L = 0.25 \times 1.25 = 0.31 \text{ m}^2.$$

$$I = \frac{bl^3}{12} = \frac{0.25 \times 1.25^3}{12} = 0.0406 \text{ m}^4.$$

$$Y = L/2 = 1.25/2 = 0.625 \text{ m.}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{1350.621}{0.6} + \frac{494.213}{0.45} \times 0.6 \times 10^{-3} = \mathbf{3269.1245 \text{ Mpa.}}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{1350.621}{0.6} - \frac{494.213}{0.45} \times 0.6 \times 10^{-3} = \mathbf{-11913.1 \text{ Mpa.}}$$

3) calcul de la longueur de la zone tondue :

$$l_t = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = \frac{3269,1245}{3269,1245 + 11913,1} 3.00 = 0.64\text{m}$$

4) calcul de la hauteur utile(d):

Longueur de la zone d'extrémité : $L/10 = 1.25/10 = 0.125\text{cm}$

Espacement : en zone courant $D \leq \min \{1.5e, 30\text{cm}\} = 30 \text{ cm}$

Soit $D = 20 \text{ cm}$ en zone courante

Et en zone d'extrémité c'est $D/2 = 10 \text{ cm}$ (espacement du potelet)

$$d = L - 5 - D/2 = L - 5 - 10/2 = 115 \text{ cm.}$$

5) calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues:

$$M = M - N \left(d - \frac{L}{2}\right) = 494.213 - 1350.621 \left(1.2 - \frac{1.25}{2}\right) = 1679.738 \text{ KN.m}$$

$$M = \mathbf{306.02994 \text{ KN.m.}}$$

6) ferrailage du voile:

a) Armatures verticales:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} ; f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{494.213}{25 \times 120^2 \times 14.2} = 0.032 < \mu_l \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.984$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_V = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{N}{100\sigma_s} = 7.48 \text{ cm}^2.$$

Soit 4HA16 = 8.04cm.

b) Exigences de RPA 99 (version 2003)

Zone tendue :

section de la zone tendue : $b \times l_t = 0.25 \times 0.62 = 0.155 \text{ m}^2 \Rightarrow 0.2\% b l_t = 2.5 \text{ cm}^2$

Ferrailage de la zone tendue : $A_t = 4\text{HA}16 + 2 \times 1\text{HA}10 = 9.61 \text{ cm}^2 > 2.5 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

c) Globalement dans le voile :

Section totale du béton : $S_b = b \times L = 0.25 \times 1.25 = 0.3125 \text{ m}^2$

Section totale des armatures : $S_a = 2 \times 4\text{HA}16 + 2 \times 5\text{HA}14 = 15.17 \text{ cm}^2$

$$\frac{S_a}{S_b} \% = 0.84\% \geq 0.15\%$$

Condition vérifiée.

Zone courante :

La longueur de la zone courante : $L - 2L/10 = 8L/10 = 1 \text{ m}$.

Section brute du béton : $8bL/10 = 8 \times 25 \times 125 / 10 = 2500 \text{ cm}^2$.

Section d'armature dans cette zone courante : $A_c = 2 \times 5\text{HA}14 = 7.84 \text{ cm}^2$.

$$\frac{10A_c}{8bl} = \frac{10 \times 7.84}{2500} = 3.1\% > 0.10\%$$

d) Armatures horizontales

$$A_h \geq \max \left(\frac{A_v}{4} ; 0, 15\% B \right).$$

$$A_h \geq \max \left[\frac{(9.61)}{4} ; \frac{0.15 \times 125 \times 25}{100} \right].$$

$A_h \geq 2.4 \text{ cm}^2$.

En adopte: 6HA10 (e=20cm) = 4.71cm².

e) Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (04) épingles en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

f) Armatures de coutures

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} ; \text{ avec } \bar{V} = 1.4 V_u.$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4 \times 427.062}{400} = 1.644 \text{ cm}^2.$$

Soit 11HA12 = 12.44cm²

g) Vérification des contraintes**(BAEL 91)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{427.062}{25 \times 122} = 0.129 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.129 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.**(RPA 2003)**

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 427.062}{25 \times 122} = 0.196 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.196 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.**7) Vérification à l'ELS**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{-973,269}{25 \times 125 + 15 \times 9.61} = 0.297 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.297 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

VOILES VL1 :

- VL1 : (1.25 m)

	Zone	I	II	III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,25	1,25	1,25	
	b (m)	0,25	0,25	0,25	
	B (m ²)	0,3125	0,3125	0,3125	
	I	0,04	0,04	0,04	
	L/10	0,125	0,125	0,125	
Solllicitation de calcul	T(KN)	427,062	401,159	455,713	
	T'=1.4*T(KN)	597,8868	561,6226	637,9982	
	N(KN)	-1350,621	-1116,649	-1001,44	
	M(KN.m)	494,213	394,26	370,868	
	e(m)	0,37	0,35	0,37	
	OBS	SPC	SPC	SPC	
	σ_{max} (kN/m ²)	3269,1245	2482,5568	2491,9245	
	σ_{min} (kN/m ²)	-11913,1	-9629,11	-8901,14	
	Lt(m)	0,27	0,26	0,27	
	d(m)	1,2175	1,2175	1,2175	
	Mt(KN.m)	306,02994	267,35453	222,4852	
armatures verticales	A _{v1} /(L/10) (cm ²)	7,48	6,50	5,38	
	A _{v2} /(Lt-L/10)(cm ²)	7,69	5,62	5,62	
	A _v /zone c cm ²)	1,25	10	10	
	A _{vtotal} /Voile	15,17	12,12	11,00	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	8,04	6,15	6,15	
	A'v2 adopté (cm ²)	7,69	5,62	5,62	
	Choix	A'v1	4HA16	4HA14	4HA14
	choix	A'v2	5HA14	5HA12	5HA12
	ST		30	30	30
	Esp st (cm)	A'v1	10	10	10
A'v2		20	20	20	
armatures minimales	A _{tendu} (minimal cm ²)	1,3	1,3	1,4	
	A _{voile} (minimal cm ²)	4,6875	4,6875	4,6875	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)	3,8	3,0	2,8	
	AH adopté (cm2)	4,71	3,92	3,14	
	choix de la section	6HA10	5HA10	4HA10	
Esp st (cm)		16	16	16	

Arma de couture	Avj (cm ²)		1,644	1,544	1,754
	Avj (cm ²)	adopté	3AH10	3HA10	3HA10
Véfication des contruction		τ_b	1,499	1,312	0,784
	2,26 Mpa	τ_u	1,071	0,937	0,56
		σ_{bc}	3,137	2,784	1,905

VOILES VL2 :

- VL1 : (1 m)

	Zone	I	II	III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1	1	1	
	b (m)	0,25	0,25	0,25	
	B (m ²)	0,25	0,25	0,25	
	I	0,02	0,02	0,02	
	L/10	0,1	0,1	0,1	
Solicitation de calcul	T(KN)	409,69	389,94	370,25	
	T'=1.4*T(KN)	566,88	531,78	502,45	
	N(KN)	-1366,42	-1080,75	-999,56	
	M(KN.m)	465,22	370,15	341,25	
	e(m)	0,34	0,34	0,34	
	OBS	SPC	SPC	SPC	
	σ_{max} (kN/m ²)	5699,6	4560,6	4191,76	
	σ_{min} (kN/m ²)	-16630,96	-13206,6	-12188,24	
	Lt(m)	0,26	0,26	0,26	
	d(m)	0,98	0,98	0,98	
	Mt(KN.m)	190,6616	148,61	138,5388	
armatures verticales	A _{v1} /(L/10) (cm ²)	5,67	4,46	4,15	
	A _{v2} /(Lt-L/10)(cm ²)	4,52	4,52	5,52	
	A _v /zone c (cm ²)	1,00	8	8	
	A _{vtotal} /Voile	10,19	8,98	9,67	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	6,15	4,52	4,52	
	A'v2 adopté (cm ²)	4,52	4,52	5,52	
	Choix	A'v1	4HA14	4HA12	4HA12
	choix	A'v2	4HA12	4HA12	5HA12

	ST		30	30	30
	Esp st (cm)	A'v1	10	10	10
		A'v2	20	20	20
armatures minimales	A _{tendu} (minimal cm ²)		1,3	1,3	1,3
	A _{voile} (minimal cm ²)		3,75	3,75	3,75
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		2,5	2,2	2,4
	AH adopté (cm2)		3,14	3,92	3,14
	choix de la section		4HA10	4HA10	4HA10
	Esp st (cm)		16	16	16
Arma de couture	Avj (cm ²)		1,558	1,462	1,381
	Avj (cm ²)	adopté	3AH10	3HA10	3HA10
Véfication des construction		τ_b	1,499	1,312	0,784
	2,26 Mpa	τ_u	1,071	0,937	0,56
		σ_{bc}	3,137	2,784	1,905

VOILES VL3 :

- VL3 : (3.2 m)

	Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,2	3,2	3,2
	b (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m ²)	0,64	0,64	0,64
	l	0,55	0,55	0,55
	L/10	0,32	0,32	0,32
Solicitation de calcul	T(KN)	539,9	293,8	220,43
	T'=1.4*T(KN)	755,86	411,32	308,6
	N(KN)	-1550,149	-1468,16	-1040,41
	M(KN.m)	1036,012	952,55	450,05
	e(m)	0,67	0,65	0,43
	OBS	SPC	SPC	SPC
	σ_{max} (kN/m ²)	613,08359	496,67383	-307,1348
	σ_{min} (kN/m ²)	-5457,299	-5084,674	-2944,146
	Lt(m)	0,32	0,28	0,30
	d(m)	3,07	3,07	3,07
	Mt(KN.m)	1242,707	1205,6452	1079,3527

armatures verticales	$A_{v1}/(L/10)$ (cm ²)		12,04	11,75	10,41
	$A_{v2}/(Lt-L/10)$ (cm ²)		13,57	13,57	13,57
	A_v /zone c cm ²)		3,84	25,6	25,6
	$A_{vtotal}/Voile$		25,61	25,32	23,98
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A'v1$ adopté (cm ²)		12,56	12,56	12,56
	$A'v2$ adopté (cm ²)		13,57	13,57	13,57
	Choix	$A'v1$	4HA20	4HA20	4HA20
	choix	$A'v2$	12HA12	12HA12	12HA12
	ST		30	30	30
	Esp st (cm)	$A'v1$	10	10	10
$A'v2$		20	20	20	
armatures minimales	A_{tendu} (minimal cm ²)		1,3	1,1	1,2
	A_{voile} (minimal cm ²)		9,6	9,6	9,6
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		6,4	6,3	6,0
	AH adopté (cm2)		7,06	7,06	7,06
	choix de la section		9HA10	9HA10	9HA10
Arma de couture	Esp st (cm)		16	16	16
	A_{vj} (cm ²)		2,078	1,131	0,848
	A_{vj} (cm ²)	adopté	3AH10	3HA10	3HA10
Véification des contruction		T_b	1,499	1,312	0,784
	2,26 Mpa	T_u	1,071	0,937	0,56
		σ_{bc}	3,137	2,784	1,905

VOILES ASCENSEUR :

- VLas: (1.6 m)

	Zone	I	II	III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,6	1,6	1,6	
	b (m)	0,15	0,15	0,15	
	B (m ²)	0,24	0,24	0,24	
	I	0,05	0,05	0,05	
	L/10	0,16	0,16	0,16	
Sollicitation de calcul	T(KN)	331,15	238,41	243,93	
	T'=1.4*T(KN)	463,61	333,774	341,502	
	N(KN)	387,71	274,68	176,17	
	M(KN.m)	129,235	91,559	58,725	
	e(m)	0,33	0,33	0,33	
	OBS	SPC	SPC	SPC	
	σ_{max} (kN/m ²)	3634,7552	2575,1094	1651,6198	
	σ_{min} (kN/m ²)	-403,8385	-286,1094	-183,5365	
	Lt(m)	1,44	1,44	1,44	
	d(m)	1,55	1,55	1,55	
	Mt(KN.m)	420,0175	297,569	243,93	
armatures verticales	$A_{v1}/(L/10)$ (cm ²)	8,15	5,70	4,64	
	$A_{v2}/(Lt-L/10)$ (cm ²)	6,78	6,78	6,78	
	$A_v/zone c$ cm ²)	2,24	12,8	12,8	
	$A_{vtotal}/Voile$	13,80	11,35	10,29	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	12,56	6,15	6,15	
	A'v2 adopté (cm ²)	6,78	6,78	6,78	
	Choix	A'v1	4HA20	4HA14	4HA14
	choix	A'v2	6HA12	6HA12	6HA12
	ST		30	30	30
	Esp st (cm)	A'v1	10	10	10
	A'v2	20	20	20	
armatures minimales	A_{tendu} (minimal cm ²)	4,3	4,3	4,3	
	A_{voile} (minimal cm ²)	3,6	3,6	3,6	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	3,4	2,8	2,6	
	AH adopté (cm ²)	3,92	3,14	3,14	
	choix de la section	5HA10	4HA10	4HA10	
	Esp st (cm)	16	16	16	
Arma de	A_{vj} (cm ²)	1,27	0,917	0,94	

couture				
	Avj (cm²)	adopté	3AH10	3HA10
Véification des construction		T_b	1,499	1,312
	2,26 Mpa	T_u	1,071	0,937
		σ_{bc}	3,137	2,784
			3HA10	1,905

- VLas: (2 m)

	Zone	I	II	III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2	2	2	
	b (m)	0,15	0,15	0,15	
	B (m²)	0,3	0,3	0,3	
	l	0,10	0,10	0,10	
	L/10	0,2	0,2	0,2	
Sollicitation de calcul	T(KN)	326,38	280,09	206,6	
	T'=1.4*T(KN)	456,932	392,126	289,24	
	N(KN)	457,96	333,62	277,29	
	M(KN.m)	152,655	111,208	92,43	
	e(m)	0,33	0,33	0,33	
	OBS	SPC	SPC	SPC	
	σ_{max} (kN/m²)	3053,0833	2224,1467	1848,6	
	σ_{min} (kN/m²)	-0,016667	-0,013333	0	
	Lt(m)	2,00	2,00	2,00	
	d(m)	1,93	1,93	1,93	
	Mt(KN.m)	578,5578	421,4746	243,93	
armatures verticales	A_{v1}/(L/10) (cm²)	8,97	6,47	3,70	
	A_{v2}/(Lt-L/10)(cm²)	18.1	18.1	18.1	
	A_v/zone c cm²)	2,80	16	16	
	A_{vtotal}/Voile	15,75	13,25	10,48	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)	12,56	8,04	4,52	
	A'v2 adopté (cm²)	18.1	18.1	18.1	
	Choix	A'v1	4HA20	4HA16	4HA12
	choix	A'v2	16HA12	16HA12	16HA12
	ST		30	30	30
	Esp st (cm)	A'v1	10	10	10
A'v2		20	20	20	

armatures minimales	A_{tendu} (minimal cm ²)		6,0	6,0	6,0
	A_{voile} (minimal cm ²)		4,5	4,5	4,5
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		3,9	3,3	2,6
	AH adopté (cm ²)		3,92	3,14	3,14
	choix de la section		5HA10	4HA10	4HA10
	Esp st (cm)		16	16	16
Arma de couture	A_{vj} (cm ²)		1,25	1,08	0,8
	A_{vj} (cm ²)	adopté	3AH10	3HA10	3HA10
Véification des construction		T_b	1,499	1,312	0,784
	2,26 Mpa	T_u	1,071	0,937	0,56
		σ_{bc}	3,137	2,784	1,905

Conclusion général

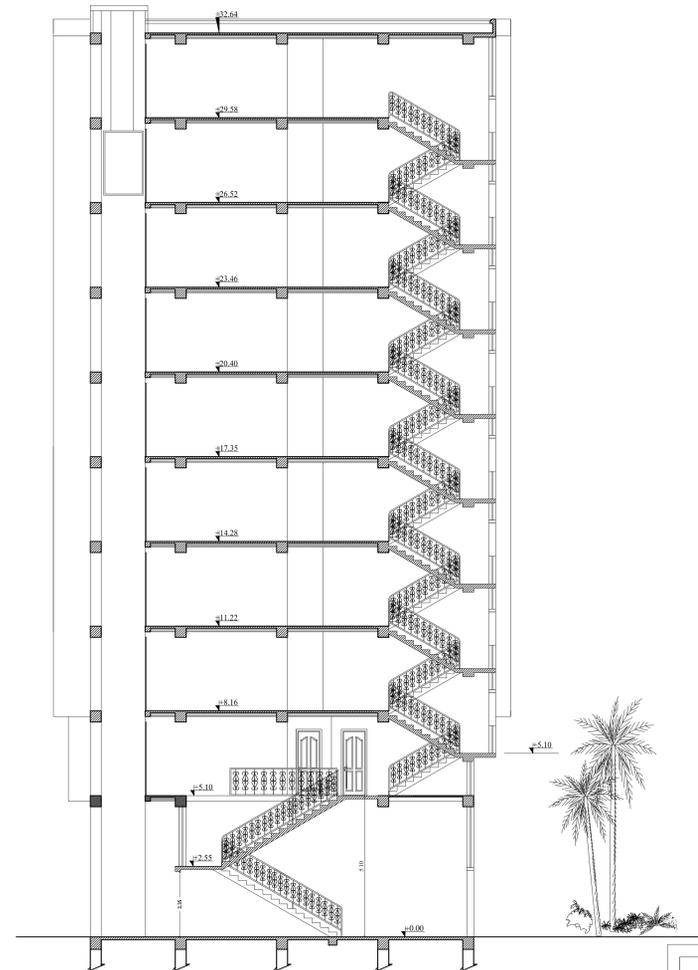
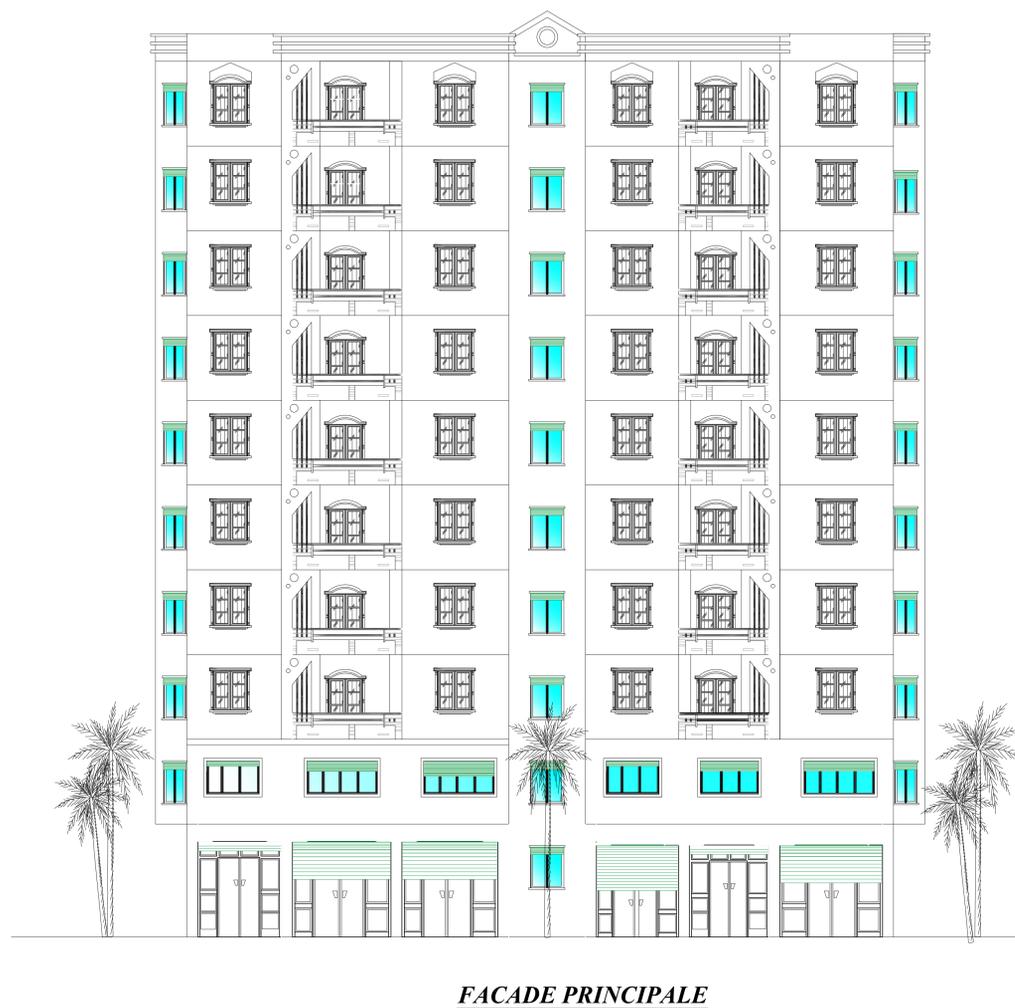
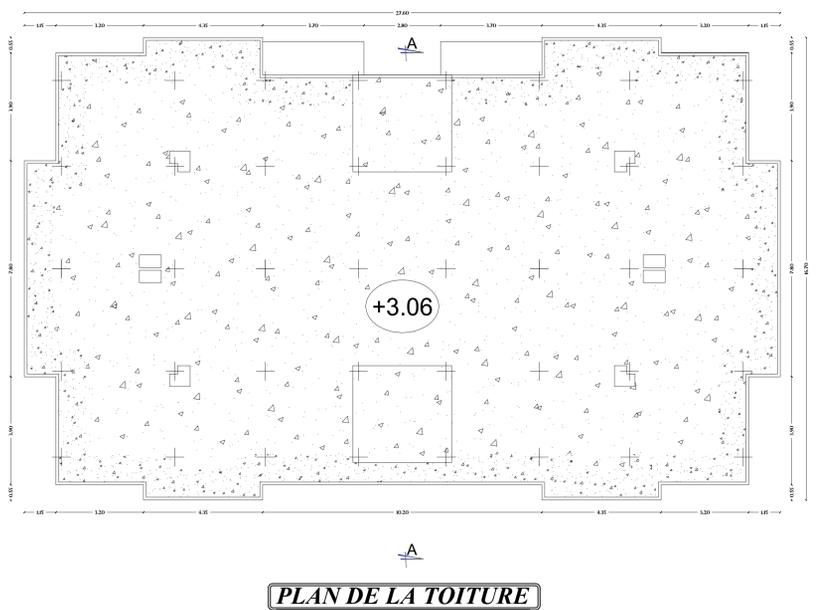
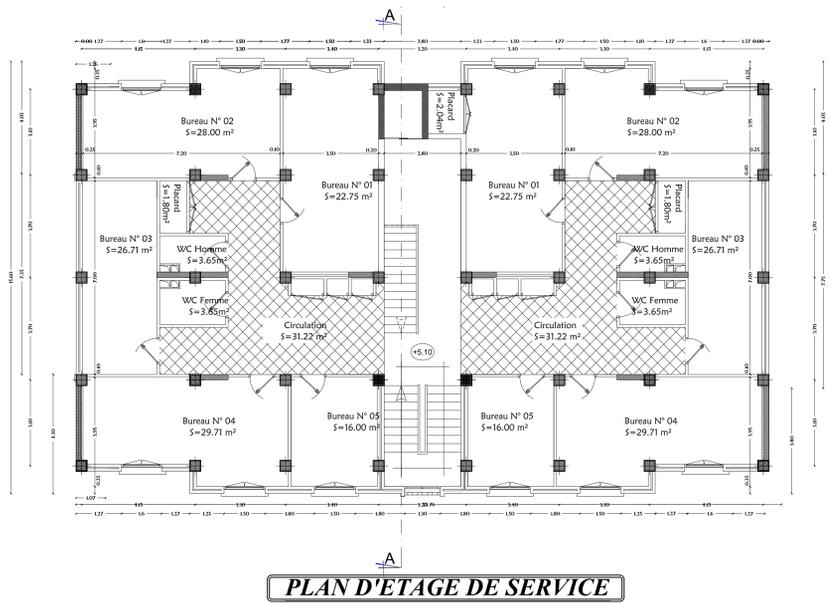
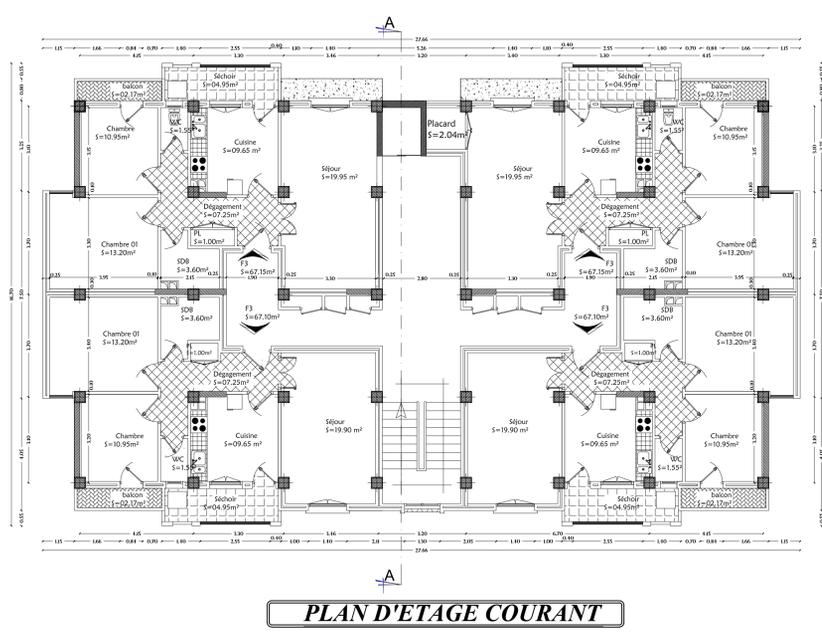
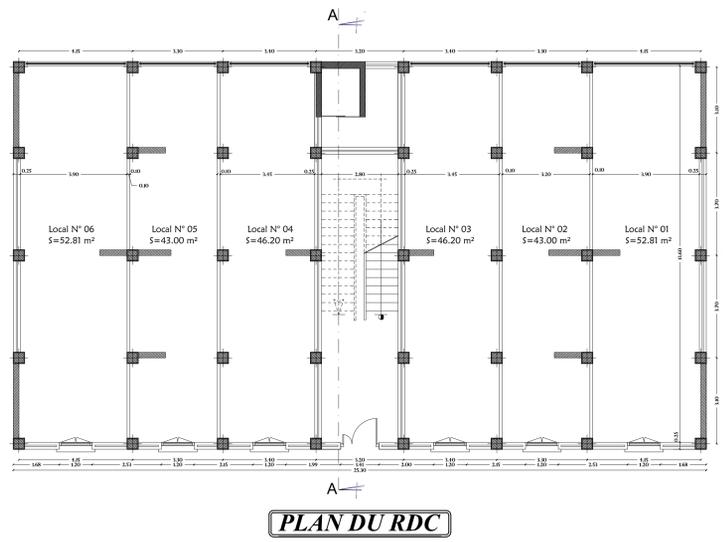
L'expérience de ce mémoire de fin d'étude, nous a permis de faire le parallèle entre le monde de la théorie et le monde de la pratique, voire mieux comprendre qui les relie ainsi que le passage de l'un à l'autre. En effet à travers ce travail nous avons pu mettre nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre cursus universitaire, les affiner et les approfondir d'une manière exponentielle pour voir mieux les attentes du monde professionnel vaste de génie civil, et bien que le rôle d'un ingénieur est bien défini, qui consiste les deux facteurs économie et sécurité ; néanmoins le dernier reste plus primordial d'une étude, et pour arriver au dimensionnement final nous avons exploré les différents éléments constituant un bâtiment et les différentes étapes de calculs de chacun de ces éléments, tout cela en respectant les différents règlements actuellement en vigueur.

Concernant notre étude de logiciel, les résultats techniques et les illustrations trouvées via ROBOT nous ont permis une meilleure lecture, interprétation et même d'observation du comportement de la structure, et grâce à l'évolution du domaine de l'informatique et de ces logiciels on se permet d'avoir une meilleure rentabilité du travail en matière de temps et d'efficacité.

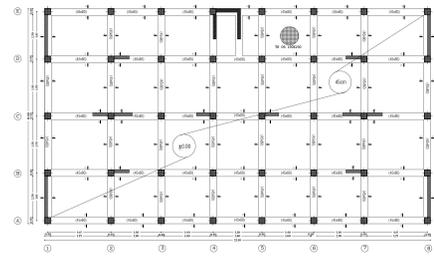
Tout travail fait nous avons constaté que l'élaboration et la conception d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique ; en fin ce modeste travail ne représente qu'une petite partie dans le domaine de génie civil qui n'arrête pas de s'évoluer à travers le temps, qui nous espérons nous suivra dans le futur proche de notre vie professionnelle.

BIBLIOGRAPHIE

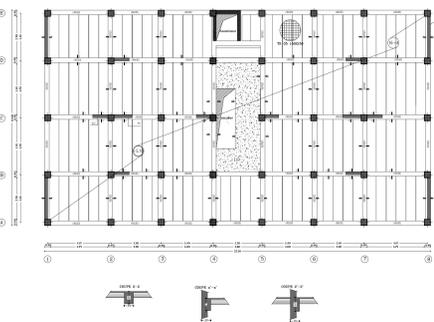
- **Calcul des ouvrages en béton armée Henry TONIER.**
- **Constructeur de bâtiment technologie (TOME1) Henry Renaud.**
- **Guide de la conception parasismique des bâtiments. Edition EYROLLES (Paris 2004) (AFPS).**
- **Calcul des ouvrages en béton armé M.Belazougui.**
- **La construction en zone sismique Victore Davidovici, Moniyeur 1999.**
- **Pathologie des fondation superficielles Alain-Franck béchade.**
- **BAEL 91 modifié 99, DTU associés.**
- **Jean pierre Mouguin deuxième Edition evrolles 2000.**
- **Règles parasismique Algerienne RPA99 version 2003 (document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).**
- **Charges permanentes et charges d'exploitation DTR-BC2.2.**



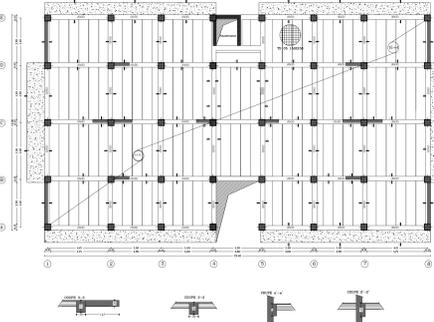
PLAN DE FONDATION



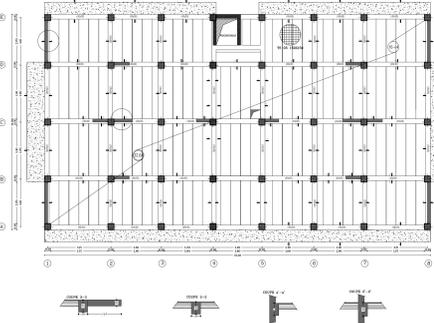
PLAN COFFRAGE DE PLANCHER NIVEAU +5.10



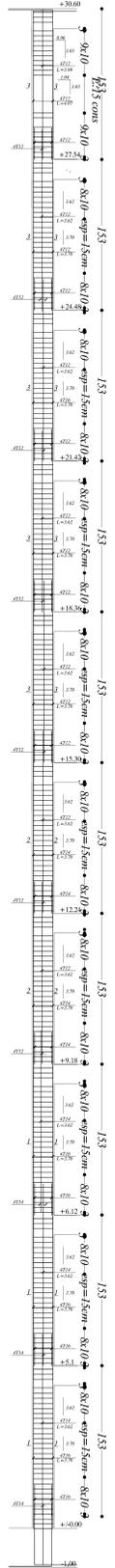
PLAN COFFRAGE DE PLANCHER NIVEAU +8.15



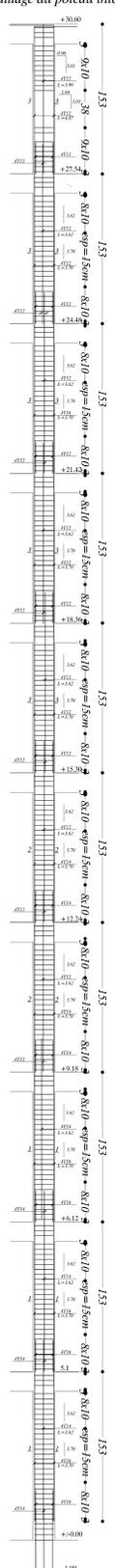
PLAN COFFRAGE DE PLANCHER NIVEAU +32.64



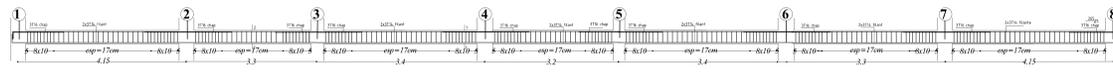
ferrailage du poteau de rive



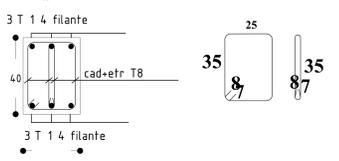
ferrailage du poteau intermédiaire



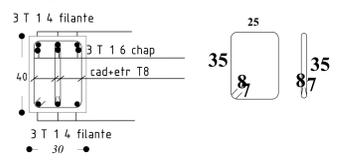
*FERRAILAGE DES POUTRES PRINCIPALE



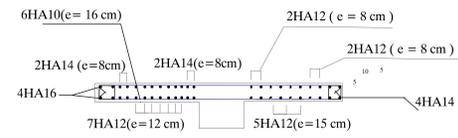
30 coupe 2-2



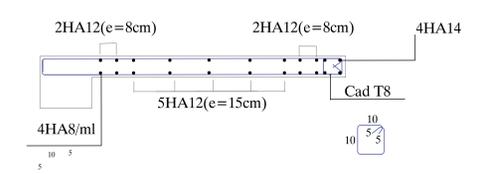
coupe 1-1



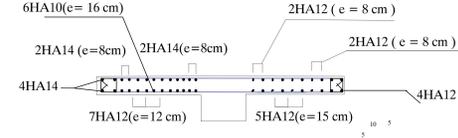
Voile longitudinal : Zone 1 : L = 2.65m



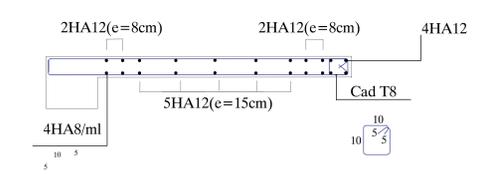
Voile longitudinal : Zone 1 : L = 1 m



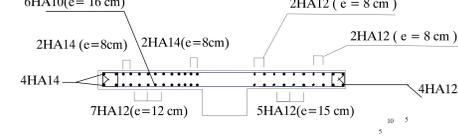
Voile longitudinal : Zone 2 : L = 2.65m



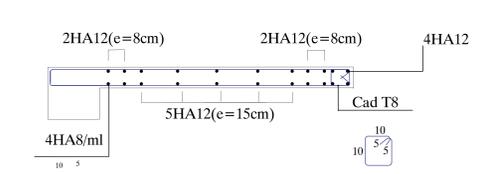
Voile longitudinal : Zone 2 : L = 1 m



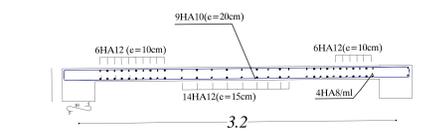
Voile longitudinal : Zone 3 : L = 2.65m



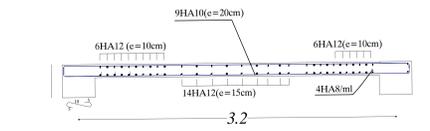
Voile longitudinal : Zone 3 : L = 1 m



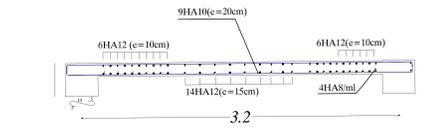
Voile transversale : Zone 1 : L = 3.2m



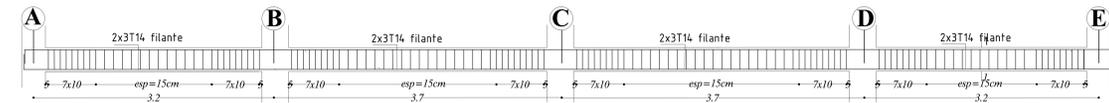
Voile transversale : Zone 2 : L = 3.2m



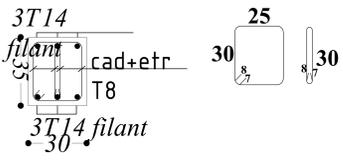
Voile transversale : Zone 3 : L = 3.2m



*FERRAILAGE DES POUTRES SECONDAIRES

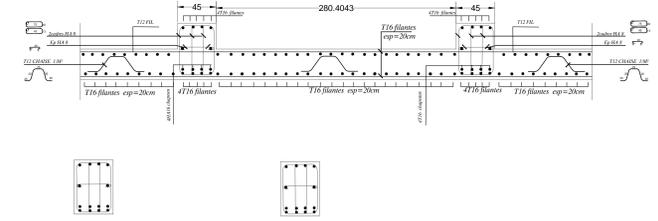


coupe 1-1



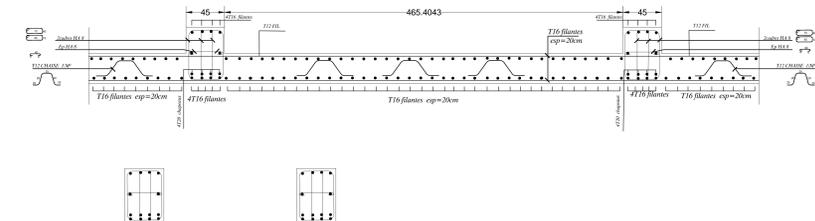
FERRAILAGE DE RADIER EN COUPE B-B*

Coupe B-B



FERRAILAGE DE RADIER EN COUPE A-A

Coupe A-A



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET : TRAVAIL DIRIGÉ
SOUS LE TITRE "CONSTRUCTION
ET COMMERCIAL" CONTREVENTUE
PAR VOILES

ETUDE PAR :
M. BERKACHE SOFANE
M. BOUJELIA MOURAD

ENCADREMENT :
M. BOUHERRAOUIA

DATE : 2018

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET : ETUDE D'UN BATIMENT
(R+9) A USAGE D'HABITATION
ET COMMERCIAL, CONTREVENTUE
PAR VOILES

PLANS DE FERRAILAGE DES ELEMENTS

DATE : 2018

ETUDE PAR :
M. BERKACHE SOFANE
M. BOUJELIA MOURAD

ENCADREMENT :
M. BOUHERRAOUIA

DATE : 2018