

Université Mouloud Mammeri Tizi- Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département De Génie Civil



mémoire de fin d'étude

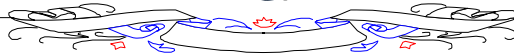
En Vue de l'Obtention du Diplôme

Master académique en Génie Civil Option Construction Civile Et Industrielle

Thème



**Etude d'une structure (RDC+8 étages)
à usage d'habitation et commercial
contreventé par voiles porteurs
modélisé avec le logiciel ETABS**



Dirigé par :

M^{er}: S MERAKEB.

Etudié par :

AMIR Nourdine.

CHIBAH Aghilas.

Remerciements

Ce travail est le résultat de plusieurs années d'étude pour cela nous remercions:

Nous remercions DIEU, le tout puissant de nous avoir donné la force et le courage de mené à bien ce travail et nous avoir aidées à arriver jusqu'au bout.

On remercie profondément nos chers parents pour leur soutien moral, matériel et physique pendant nos études.

On tient aussi à remercier vivement tout nos enseignants qui nous ont guidés le long de notre formation particulièrement :

*Notre promoteur **Mr Merakeb** pour son suivi et ses remarques.*

Les membres de jury pour l'intérêt qui ont portés à notre travail et qui feront l'honneur d'examiner et juger ce dernier.

Nos vifs remerciements vont également aux staffs administratifs du département génie civil de l'université MOULOUD MAMMERI de TIZI-OUZOU pour nos avoir accompagnées pendant notre parcours universitaire.

Enfin, nos sincères gratitudes vont vers tous ceux qui ont contribués de près ou de loin à l'élaboration de notre travail

Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail

- ✓ *A mes très chers parents qui ont consacrés toute leurs vie pour mon éducation et mes études, je leurs souhaite tout le bonheur*
- ✓ *A toute ma famille*
- ✓ *A tous mes amis (es) sans exception*
- ✓ *A mes copains de chambre « Hamid, Amirouche »*
- ✓ *En fin, je remercie mon ami mon binôme Chibah Aghilas qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

Nourdine

Dédicace *Dédicace*

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenue durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

- ✓ *A toute ma famille*
- ✓ *A mon binôme et sa famille*
- ✓ *A mon frère « Chibah Massinissa » et ma sœur « Lilia »*
- ✓ *A tous mes amis(es) sans exception*
- ✓ *A mes copains de chambre « Amirouche, Hamid »*
- ✓ *A toute la promotion génie civil 2019/2020*

Aghilas

SOMMAIRE

▪ Introduction

Chapitre I : Description et présentation de l'ouvrage 1.....10

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments 11.....21

Chapitre III : Calcul des éléments 22.....101

- Calcul du l'acrotère 22.....28
- Calcul du plancher 29.....52
- Calcul du balcon 53.....57
- Etude de la salle machine 58....67
- Calcul des escaliers 68....82
- Poutre palière 83....91
- Poutre du chainage 92....101

Chapitre IV : Modélisation de la structure 102....114

Chapitre V : Vérification RPA 115....134

Chapitre VI : Ferrailage des poteaux 135....152

Chapitre VII : Ferrailage des poutres 153...162

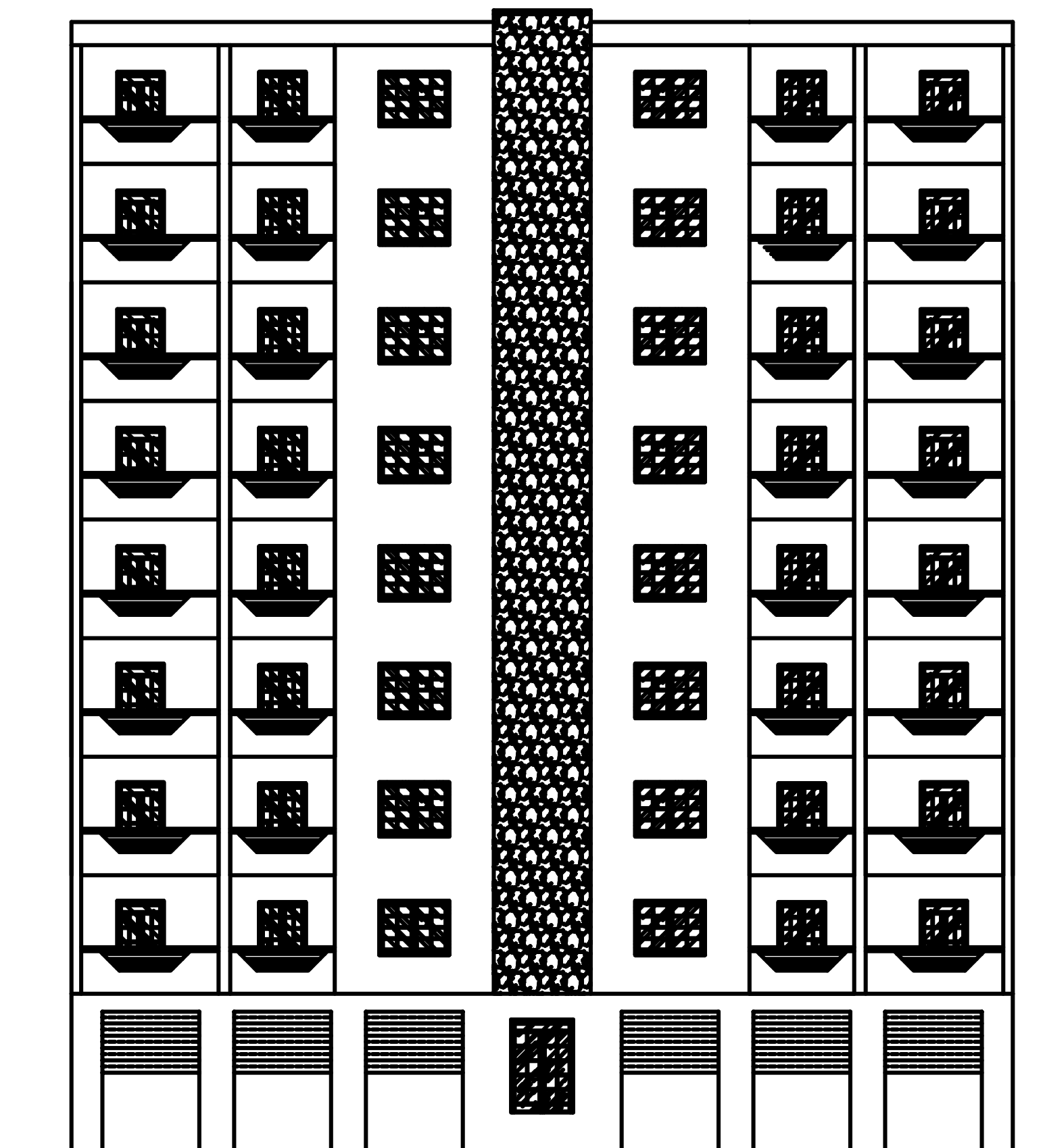
Chapitre VIII : Ferrailage des voiles 163...178

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure 179...201

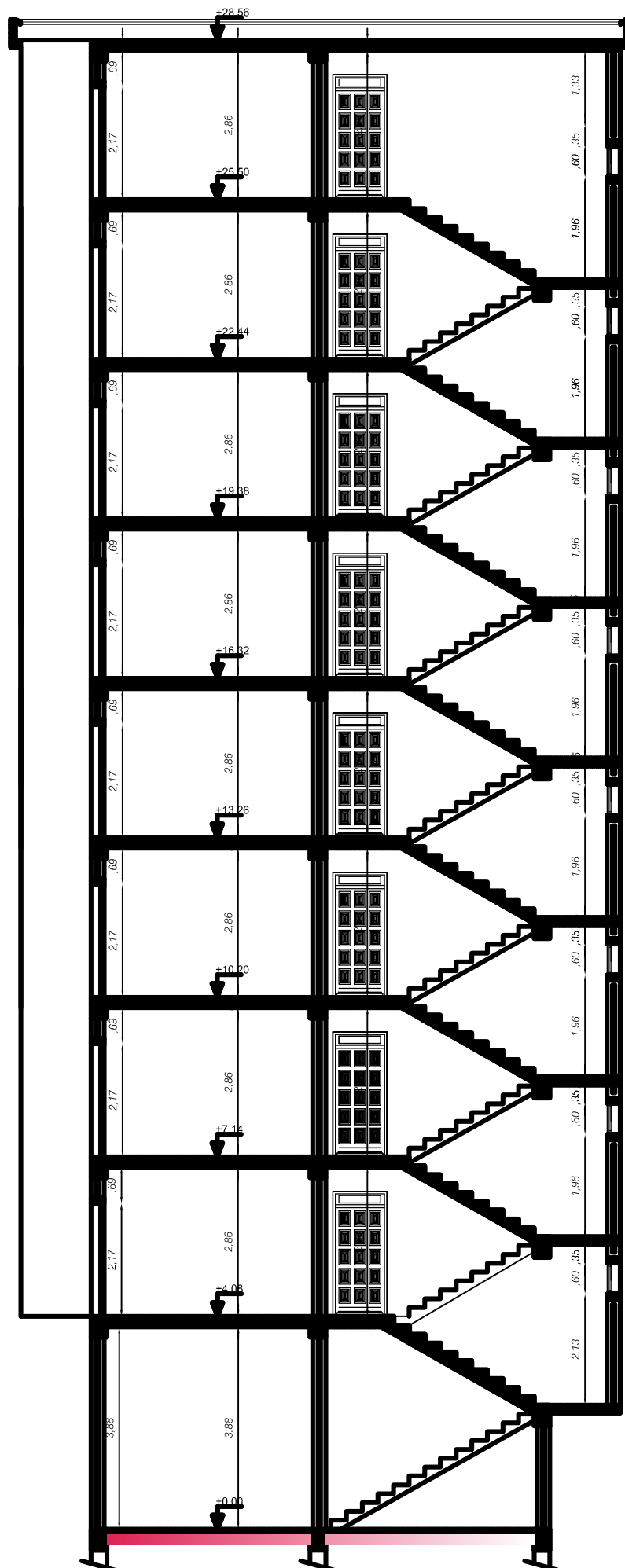
▪ Conclusion

▪ Bibliographie

PLANS D'ARCHITECTURE

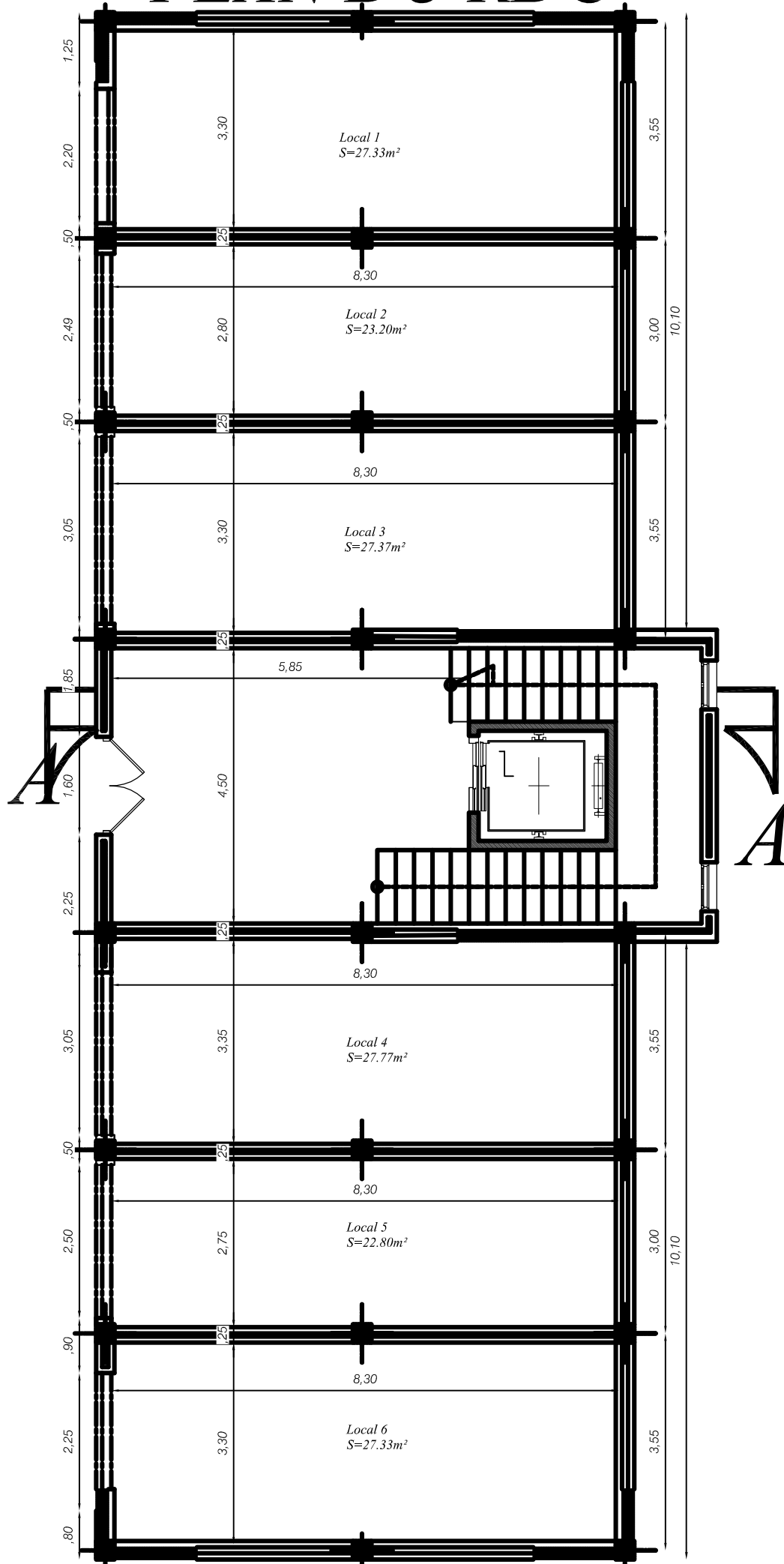


FACADE PRINCIPALE

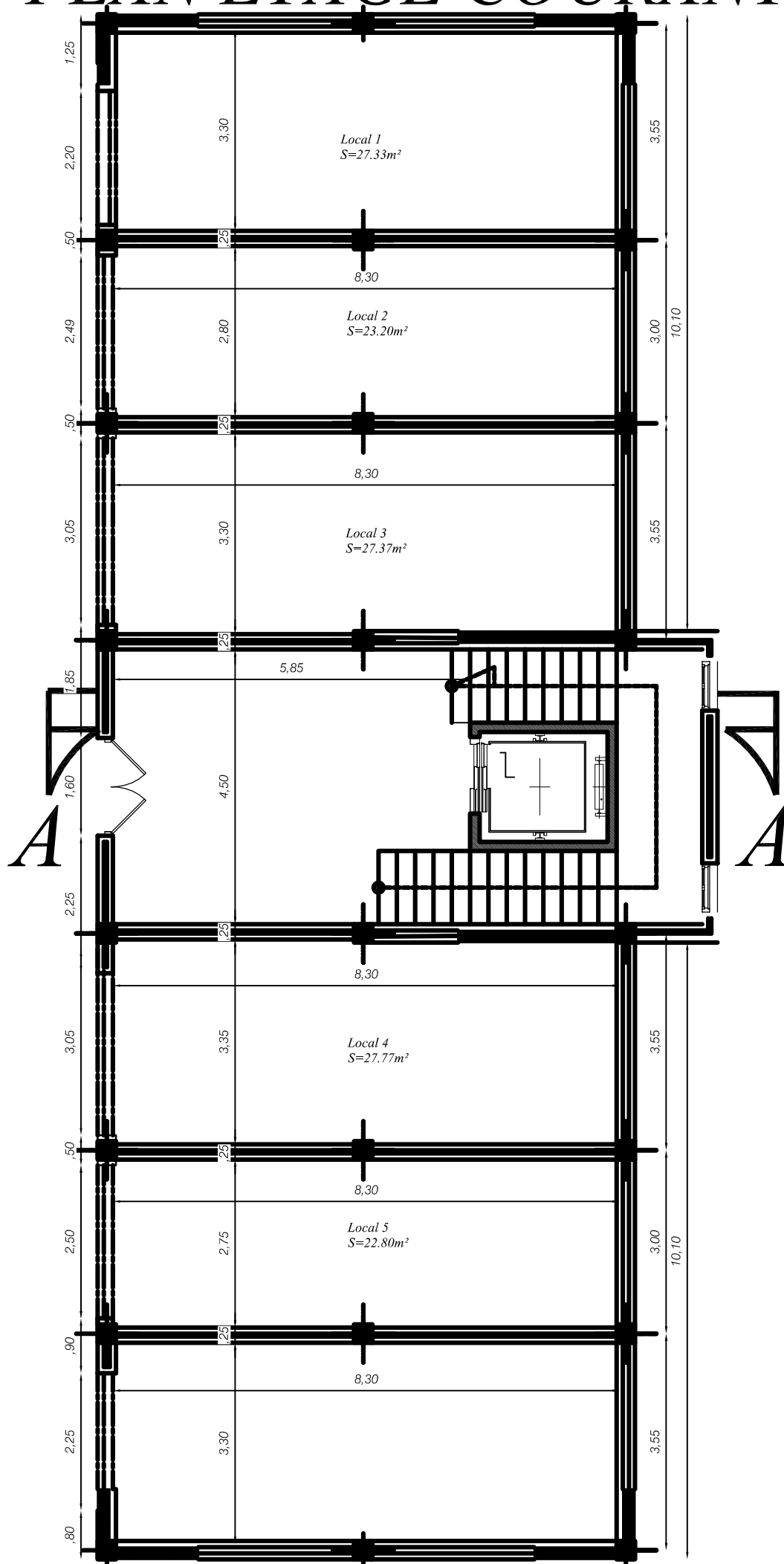


COUPE A-A

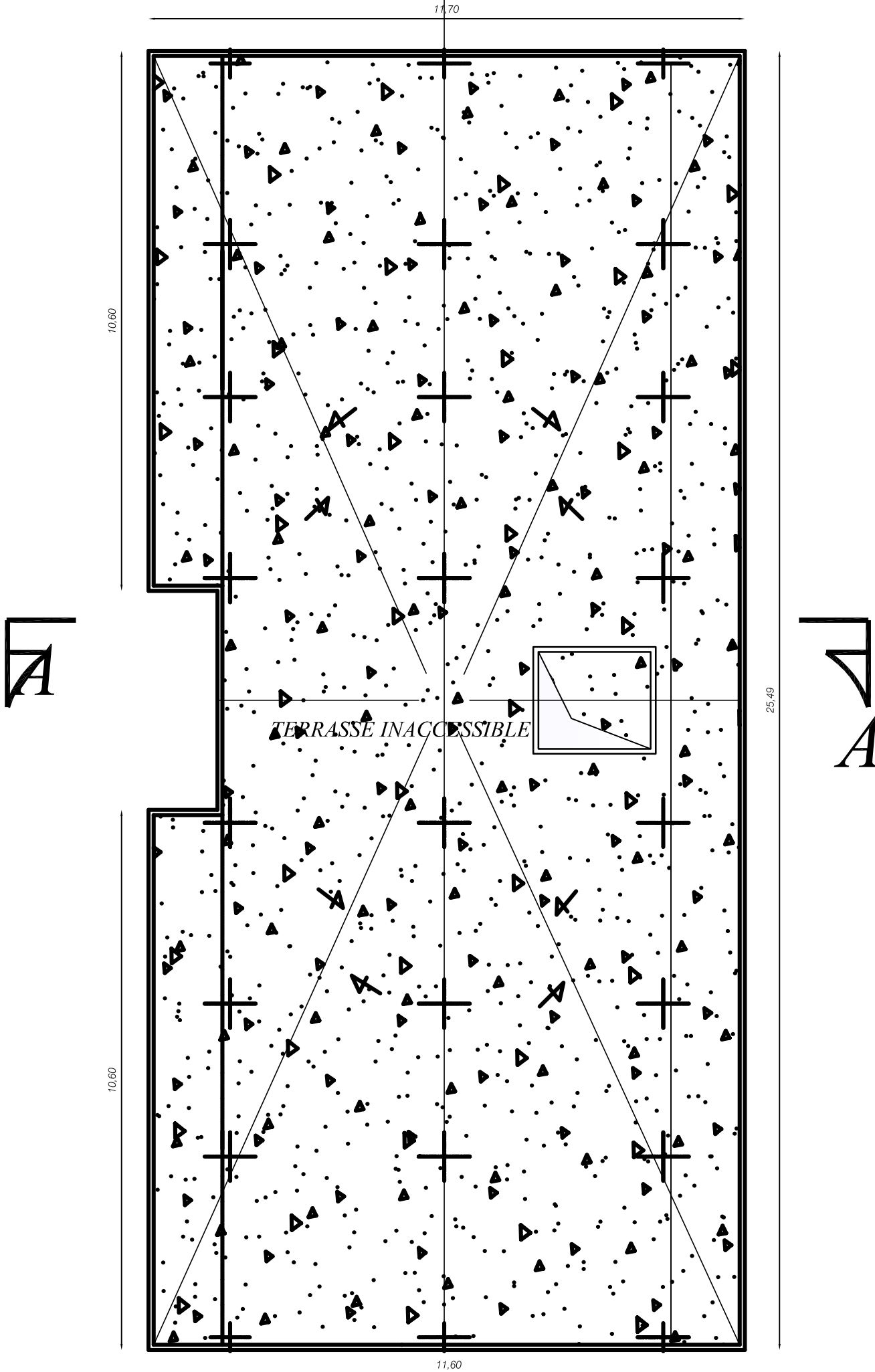
PLAN DU RDC

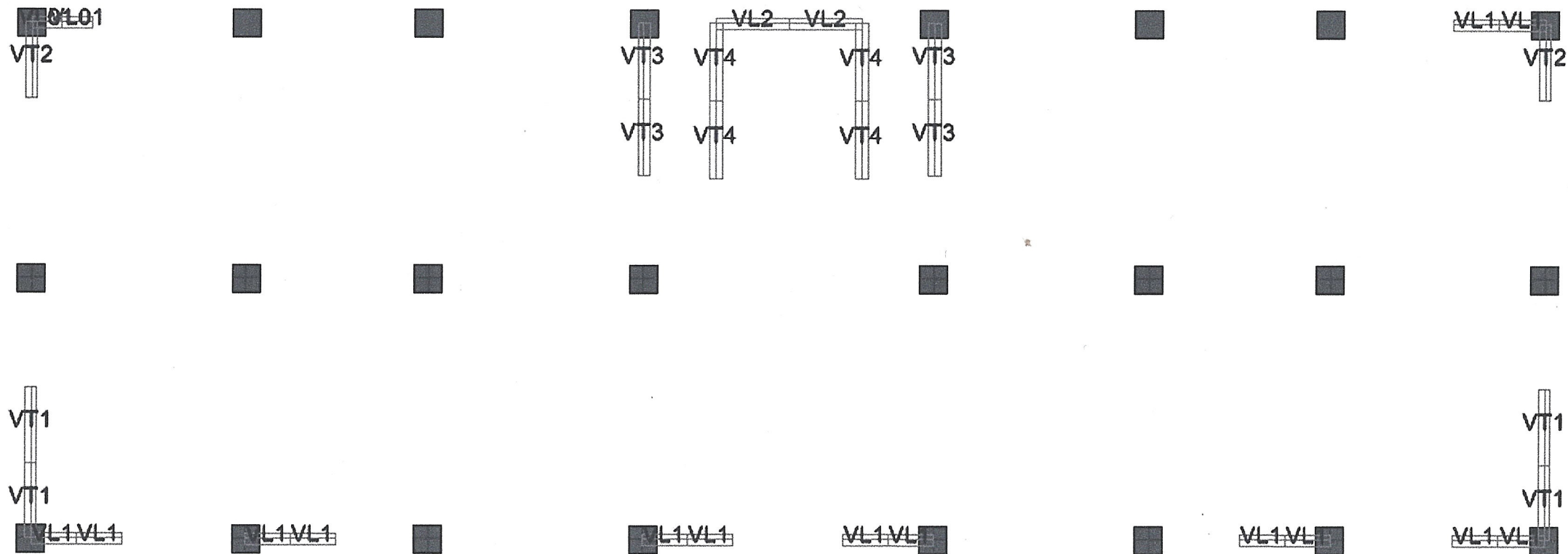


PLAN ETAGE COURANT



PLAN DE TOITURE





Introduction générale

L'étude des ouvrages en Génie Civil nous incite à faire un calcul de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage étudié pendant et après la réalisation. En fonction de la nature et des caractéristiques des matériaux utilisés et du terrain d'implantation et d'autres facteurs, tout en minimisant le coût et cela est acquis seulement en respectant les règlements de construction qui sont en vigueur ; en Algérie, les expériences vécus durant les derniers

Séismes, ont conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le **RPA99version2003** dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Dans ce modeste travail, notre étude a pour but d'appliquer le logiciel de calcul **ETABS** sur une structure mixte.

CHAPITRE I

PRESENTATION ET DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

I.Présentation de l'ouvrage**I.1 Introduction**

L'aboutissement d'un projet de construction d'ouvrage de génie civil en général est le fruit d'un long travail fait par une équipe ayant des domaines de compétence assez variés, le rôle principal de l'ingénieur dans cette équipe est de concevoir, d'analyser et de dimensionner les différents usages pendant et après la réalisation avec le moindre de cout.

Pour cela nous allons conformer dans nos calculs aux règlements en vigueur, a savoir les règles parasismiques Algériennes (RPA99modifié 2003)et les règles de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 modifié 99).

I.2 Description de l'ouvrage

Notre projet consiste à étudier une structure de(R+8) étages courants à usage d'habitation et commercial .L'ouvrage est de groupe d'usage 2 il est implanté a Tizi-Ouzou(AZAZGA) classé selon le règlement parasismique algérien comme une zone de II_a

La contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2$ bars

I.3 Caractéristiques géométriques :

- longueur totale du bâtiment : $L_y=25,29$ m
- largeur totale du bâtiment : $L_x=11,50$ m
- hauteur totale du bâtiment $h_t=28.56$ m
- hauteur d'un étage courant : $h_e=3,06$ m
- hauteur d'un rez-de- chaussée : $h_r= 4,08$ m
- hauteur d'acrotère : $h_c= 0.6$ m

I.4 Elément de l'ouvrage :**I.4.1 Superstructure :****a) Ossature :**

On se référant au règlement RPA version 2003, qui exige pour toute structure dépassant une hauteur de 17m en zone II_a .comme la hauteur de notre bâtiment dépasse cette hauteur, il ya lieu d'introduire des voiles de contreventements, l'ossature est composé de :

- Poteaux et poutres formant un système de portique dans les deux sens (transversales et longitudinales), destiné à reprendre essentiellement les charges verticales et une partie des charges horizontales.
- Voiles porteurs en béton armé disposé dans les deux sens (longitudinale et transversal) constituant ainsi un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage.

b) Plancher :

Les plancher sont des aires limitant les différents niveaux d'un batiment.ils ont pour rôles essentiels :

- La transmission de différentes charges verticales et horizontales aux éléments structuraux
 - Ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).
 - la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs,
- Il y a deux types de planchers :

- **Planchers en corps creux :**

Ils sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées. Le plancher terrasse inaccessible a une forme de pente de (1%) pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales et sera muni d'un complexe d'étanchéité et d'une isolation thermique.

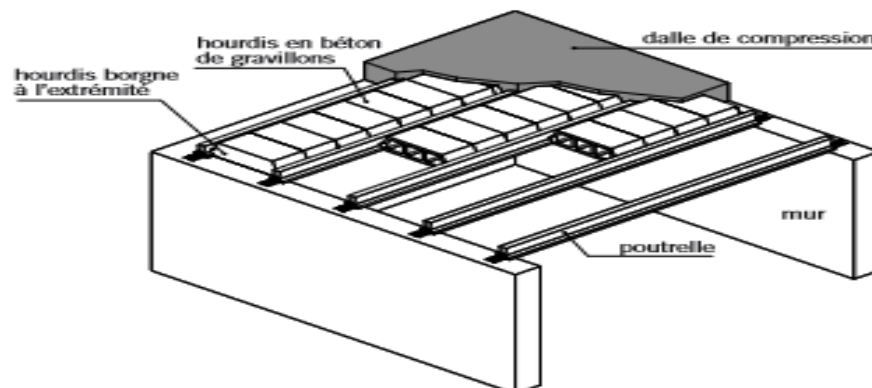


Figure I.1 : éléments d'un Plancher en corps creux.

c) Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments permettant le passage à pied entre les différents niveaux du bâtiment. Ils seront constitués de paillasse et de palier de repos en béton armé qui sont coulés sur place.

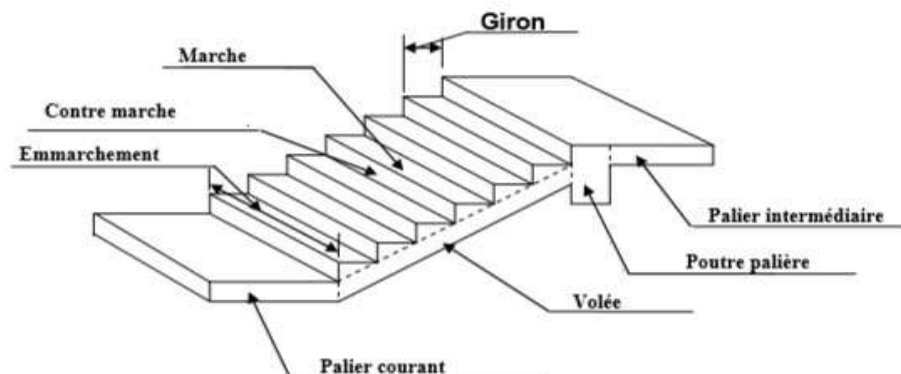


Figure I.2 : Coupe schématique d'un escalier.

d) Maçonnerie :

Les murs extérieurs : seront réalisés en double cloison de briques creuse de 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm.

les murs de séparations : seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

e) Revêtement et enduit :

- Carrelage pour les plancher et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisine.
- Enduit ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers.
- plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

f) L'acrotère :

L'acrotère est un socle disposé aux extrémités et au sommet d'un fronton ou d'un pignon, élément en béton armé dont la hauteur est de 60cm. Il a pour but un bon façonnage de l'étanchéité, il joue un rôle de sécurité et de garde corps.

g) Balcons :

Les balcons de notre bâtiment sont en corps creux.

h) Le coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles afin de réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution. Quand aux portiques on opte pour un coffrage classique en bois.

I.4.2 L'infrastructure :

C'est la partie de la construction qui est situé au dessus du sol.

- **Fondations** : C'est la partie enterrée dans le sol qui transmet les charges et les surcharge de la construction au sol .Le choix de mode de fondation est fonction de l'importance de l'ouvrage (ou des surcharges) et de la nature du sol.

I.5 Caractéristique mécanique des matériaux :**I.5.1 Béton :**

Le béton utilisé pour les éléments, le béton mis en œuvre doit avoir une résistance : $20MPa \leq f_{c28} \leq 40MPa$

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de ciment, de granulats et d'eau, il est défini du point de vue mécanique par sa résistance a la compression qui varie en fonction de la granulométrie, du dosage et de l'âge du béton.

Dans notre cas le béton utilisé est dosé a 350kg /m³ de ciment portland artificiel 425(CPJ425)

Les granulas :

a- Sable : 380 à 450 L (diamètre $\leq 5mm$)

b-gravillon : 750 à 850 L (diamètre $\leq 25mm$)

c-Ciment : 350 à 400 kg/m³

d-Eau : 150 à 200 L

➤ **Résistance caractéristique a la compression :**

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance a la compression a l'âge de 28jour, elle est notée par f_{c28}

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge inférieure à 28 jour sa résistance a la compression est calculée comme suit :

Lorsque la sollicitation exercé sur le béton d'âge différent de 28 jour sa résistance a la compression est calculée par les formules suivantes :

- $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$ en MPa ; pour $f_{c28} \leq 40MPa$,
- $f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28}$ en MPa ; pour $f_{c28} \geq 40MPa$.

Pour l'étude de notre projet ,on prendra la résistance caractéristique du béton à la compression à l'age de 28 jours est $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

➤ **Resistance a la traction :**

La résistance du béton est également définie par la résistance caractéristique à la traction f_{tj} à « j » jour qui est conventionnellement introduite par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ en MPa}$$

$$\text{D'où : } f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{cj} = 2.1\text{Mpa}$$

I.6 Contrainte limite du béton :

I.6.1 Les état-limites :

Un état-limite est un état qui satisfait la condition de sécurité sous l'effet des charges appliquées sur une construction ou un de ces éléments.

a) Etats limites ultime (ELU) :

Il s'agit de l'état pour lequel la valeur maximale de la capacité portante est atteinte, et son dépassement entrainerait la ruine de l'ouvrage. Ils correspondent à la limite

- De l'équilibre statique : non renversement de la constructifs.
- De résistance pour les matériaux constructifs
- De stabilité de forme : non flambement.

La contrainte limite du béton a L'ELU correspond a son état limite de compression. Elle est donnée par la formule suivante (ART A.4.3.41.BAEL91) :

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

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,15$ si la situation est accidentelle $\longrightarrow f_{bc} = 18,4\text{MPa}$

$\gamma_b = 1,5$ si la situation est constante $\longrightarrow f_{bc} = 14,2\text{MPa}$

θ : coefficient d'application

$\theta = 1$ lorsque $t > 24$ heures

$\theta = 0,9$ lorsque $1 < t < 24$ heures

$\theta = 0,85$ lorsque $t < 1$ heur

b) Etats limite de service :(ELS)

L'état limite de service est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites.

On distingue :

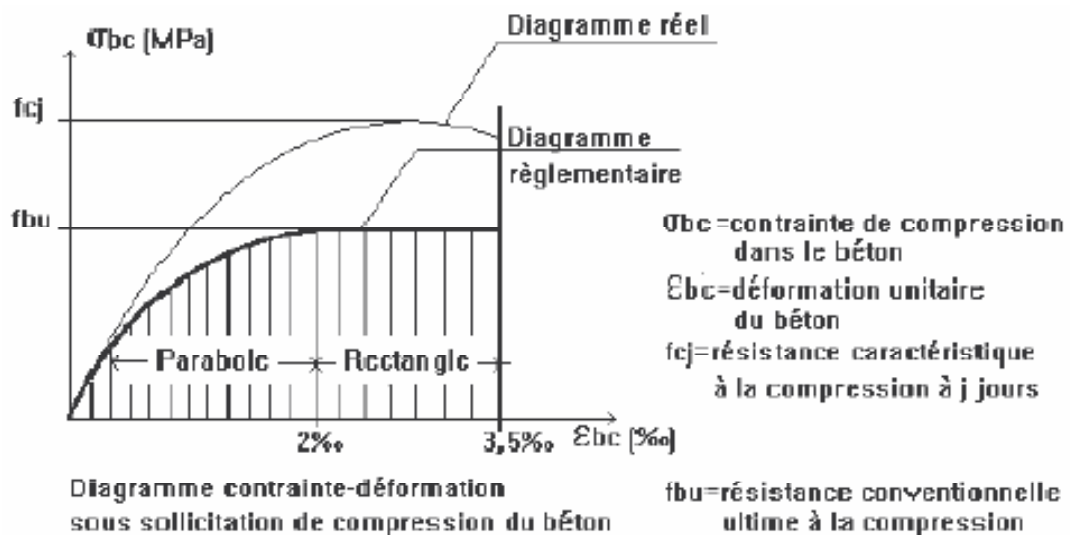
- Etat limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée)
- Etats limite déformation (pas de flèche excessive)
- Etats limite d'ouverture des fissures (durabilité et sécurité de l'ouvrage)

La contrainte limite ultime de service à la compression est donnée par :

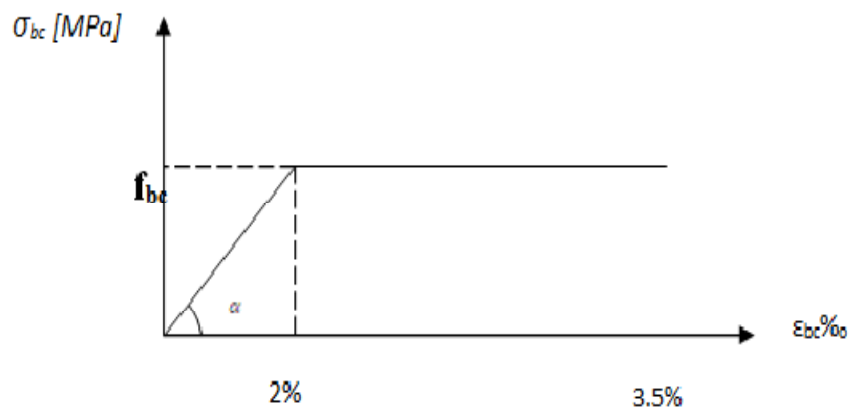
$$\bar{\sigma} = 0.6f_{c28}$$

I.6.2 Diagramme contrainte Déformation du béton:**a) L'ELU :**

La relation contrainte déformation est illustrée dans la figure ci-contre :

**b) l'ELS :**

La déformation dans le béton est considérée comme élastique et linéaire. La relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure ci-contre :



I.6.3 Contrainte limite de cisaillement :

Elle est donnée la relation suivante (art A.5.1. BAEL 91) : $\tau_u = \frac{V_u}{b d}$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes

- cas de fissuration peu nuisible $\tau_u = \min \{0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\}$
- cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\tau_u = \min \{0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\}$

V_u : Effort tranchant dans la section étudiée ELU

b : Largeur de la section cisailée

d : hauteur utile ($d = h - c$).

I.6.4 Module d'élasticité du béton :

On distingue deux sortes de modules :

a) Module d'élasticité instantanée :

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24h.

Le module de déformation longitudinale instantanée du béton à l'âge de « j » jours est donné

Par la relation (ART A.1.21.BAEL 91)

$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_c j}$ charge de courte durée.

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Donc on aura $E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$

b) Module d'élasticité différée :

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée de fluage).

Pour un chargement de longue durée d'application le module de déformation différé E_{vj} est donné par la relation (art A.2.1.22. BAEL91)

$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_c j}$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 10818,87 \text{ MPa}$

Module d'élasticité transversale :

Le module de déformation transversale notée « G » donné par la formule suivante :

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

Avec : E : module de Young

ν : Coefficient de poisson.

Le coefficient de poisson est défini comme étant le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale (ART A.2.13.BAEL 91)

$$\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l} \text{ Avec : } \nu = 0,2 \text{ ELS.}$$

$$\nu = 0 \text{ ELU.}$$

I.7 Les aciers :

Les armatures dans le béton armé des éléments principaux doivent être des aciers haute adhérence d'une limite d'élasticité spécifiée inférieure ou égale à 500 MPa, excepté pour les armatures transversales.

Pour notre ouvrage nous utiliserons les trois catégories suivantes :

- Des aciers haute adhérence (HA) de type FeE400 dont la limite d'élasticité est de $f_e = 400$ MPa et des FEe500 dont la limite d'élasticité est de $f_e = 500$ MPa
- Des treillis soudés de diamètre \varnothing inférieur à 6mm et dont la limite d'élasticité est de $f_e = 25$ MPa

I.7.1 Module d'élasticité longitudinale de l'acier : (ART A2.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

Le module de déformation longitudinale de l'acier pris égal à :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPA}$$

I.7.2 Les contraintes dans l'acier :**a) État limite ultime ELU :**

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{A.4.3 ,2/BAEL91 modifié99})$$

Avec : f_e : désignant la limite d'élasticité des aciers utilisés

σ_{st} : la contrainte de l'acier à l'ELU

γ_s : coefficient de sécurité.

avec $\gamma_s = 1.15$ en situations courantes

$\gamma_s = 1$ en situation accidentelle

Les valeurs de la contrainte de l'acier obtenue en considérant $\gamma_s = 1.15$ sont les suivantes :

$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$ pour des aciers haute adhérence Fe400

$\sigma_{st} = 438 \text{ MPa}$ pour des aciers haute adhérence Fe500

$\sigma_{st} =$ pour des treillis soudés $\varnothing \leq 6 \text{ mm}$

- **Diagramme des contraintes déformation:**

Le diagramme contrainte-déformation à considérer est celui de la fig1.2 [A.2.2.2/BAEL91MOD99]

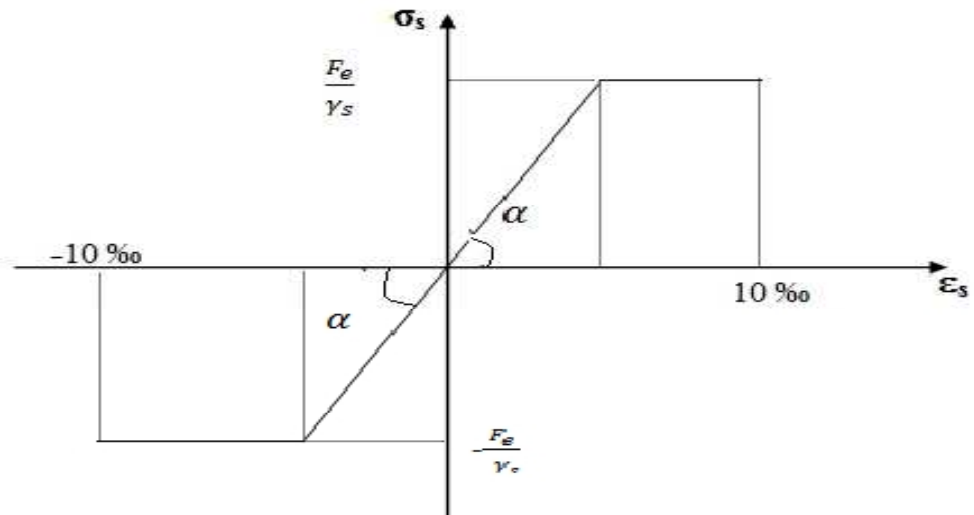


Fig 1.2 : Diagramme contraintes-déformation de l'acier

b) Etats limite de service ELS

Les États Limites de Service (ELS) correspondent à des états de la structure, causant des dommages limités ou à des conditions au-delà desquelles les exigences d'aptitude au service spécifiées pour la structure ou un élément de la structure ne sont plus satisfaites (fonctionnement de la structure ou des éléments structuraux, confort des personnes, aspect de la construction).

Ils sont relatifs aux critères d'utilisation courants : déformations, vibrations, durabilité. Leur dépassement peut entraîner des dommages à la structure mais pas sa ruine.

Les états limites de service courant concernent :

- La limitation des contraintes
- La maîtrise de la fissuration
- La limitation des flèches

Les vérifications consistent à s'assurer que la valeur de calcul de l'effet des actions est inférieure à la valeur limite de calcul du critère d'aptitude au service considéré

A fin de réduire le risque d'apparition des fissures et pour limiter l'importance de l'ouverture de celle-ci on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service [Art. A.4.5.3, BAEL 91].

On distingue trois cas de fissuration

- **Cas de fissuration peu préjudiciable :**

Cas d'ouvrage situé en milieu peu agressif il s'agit d'élément situé dans les locaux clos et couverts aucune vérification sur les aciers n'est à faire $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$ [A.4.5.32/BAEL91]

Pour éviter des fissurations il convient de :

- Utiliser le gros diamètre que dans la pièce suffisamment épaisse
- Éviter les petits diamètres dans les pièces exposées aux intempéries
- Prévoir le plus grand nombre de barres avec un enrobage suffisant

- **Cas de fissuration préjudiciable :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries a des condensations ou peuvent être alternativement noyés et immergés en eau douce

Dans ce cas la contrainte de traction des armatures doit :

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f_{tj}} \right) \quad [\text{Art A.4. 5,33/ BAEL91}]$$

- **Cas de fissuration très préjudiciable :**

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments mis en œuvre sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, atmosphère marine telle que embruns et brouillards salins, eau très pure, gaz ou sol particulièrement corrosifs) ou bien doivent assurer une étanchéité.

Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures doit vérifier :

$$\sigma_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{n f_{tj}} \right) \quad [\text{Art A.4. 5, 33/ BAEL91}]$$

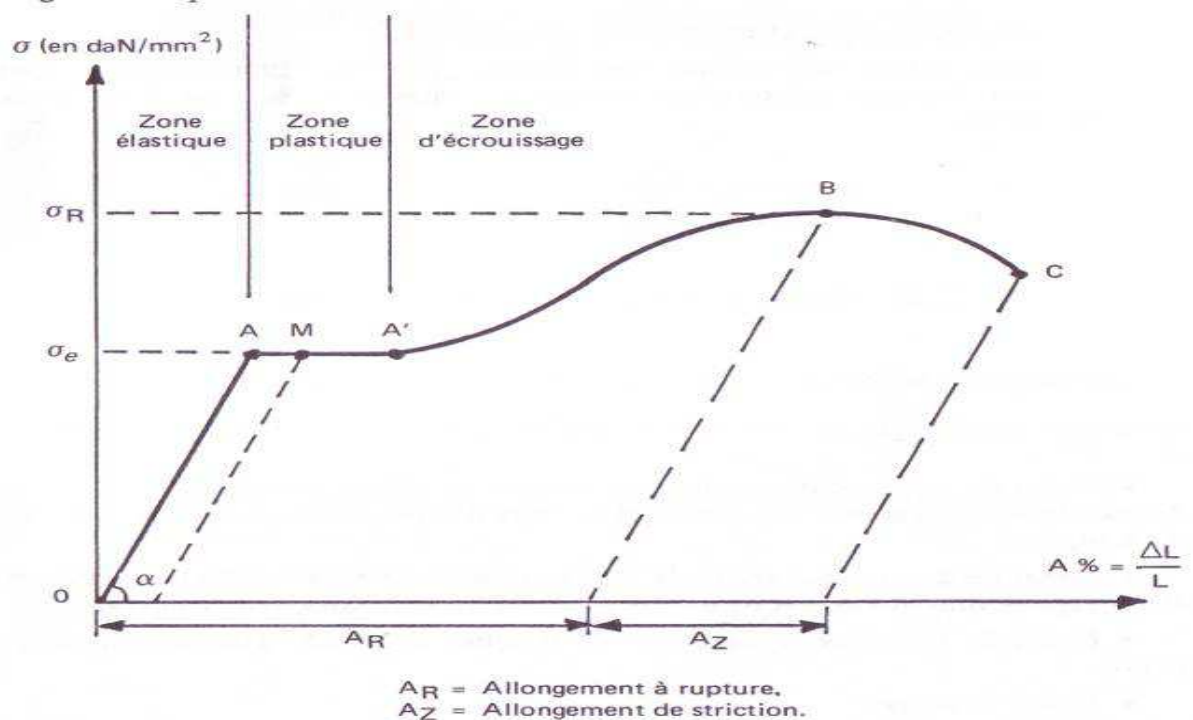
η : coefficient de fissuration

Soit :

$$\bar{\sigma}_s = 130 \text{ MPa pour les RL}$$

$$\bar{\sigma}_s = 165 \text{ MPa pour les HA}$$

I.7.3 diagramme contrainte-déformation :



On sollicite une éprouvette en traction uni-axiale jusqu'à la rupture pour déterminer les caractéristiques mécaniques de l'acier et on déduit le diagramme suivant :

Zone OA : Domaine d'élasticité linéaire.

Zone AA' : Domaine de ductilité.

Zone A'B : Domaine de raffermissement.

Zone BC : Domaine de striction

σ_r : résistance à la rupture

σ_e : limite d'élasticité

I.7.4 Protection d'armatures: (art A. 7-2 4 BAEL 91)

L'enrobage (C) des armatures permet de maîtriser la pérennité (durabilité) des ouvrages aux phénomènes de corrosion et donc leur durée de service. Ainsi, il est possible de placer les armatures hors d'atteinte des agents agressifs en les protégeant par une épaisseur suffisante d'un béton compact.

- $C \geq 5\text{cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3\text{cm}$: Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations

CHAPITRE II

PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.Pré-dimensionnement des éléments :

II.1 Introduction :

Après la présentation de notre ouvrage et les caractéristiques des matériaux nous précétons au pré-dimensionnement des éléments de notre structure. Ce pré-dimensionnement nous permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur de ces derniers (les planchers, les poutres, les voiles et les poteaux) cela en utilisant les règlements (RPA 99/Version 2003) et (C.B.A93).

II.2 Les planchers :

Les planchers sont des aires horizontales limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils doivent être conçus de manière à:

- Transmettre les efforts aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs ;
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux ;
- Offrir une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

Les planchers sont constitués de dalle de compression et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées qui sont disposée selon la petite portée pour réduire la flèche.

Le dimensionnement du plancher est donné par la formule suivante :

$$h_{tp} \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

Avec : L_{max} : portée de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

h_{tp} : hauteur total du plancher.

Le RPA exige : $\text{Min} (b, h) \geq 25\text{cm}$ en zone II_a on prend : $\text{min} = 25\text{cm}$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \longrightarrow h_t \geq \frac{480}{22.5} = 21.33\text{cm}$$

On adopte pour un plancher d'épaisseur : $h_t = (16+6) = 22\text{cm}$

Dont : 16 cm : la hauteur du corps creux.

6 cm : c'est la hauteur de la dalle de compression

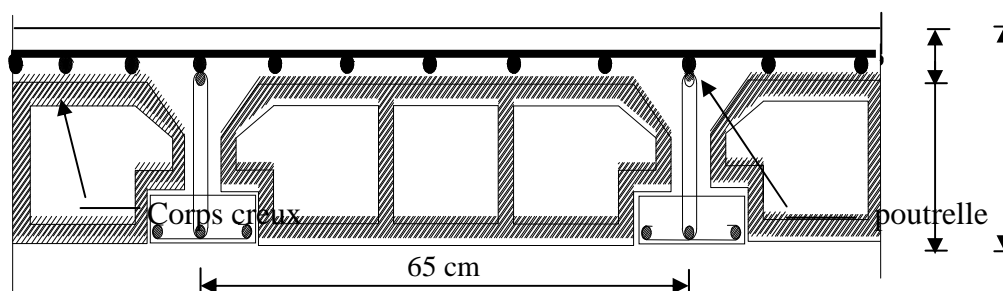


Figure II.1 : Coupe d'un plancher en corps creux.

II.3 Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armée, elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux poteaux, elles assurent aussi la fonction de chaînage des éléments (poteaux).

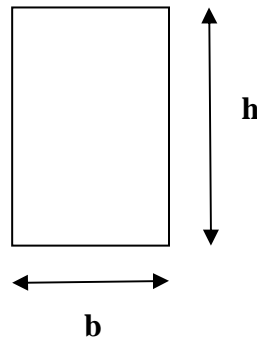
D'après le RPA99 (modifié 2003), le dimensionnement de la section des poutres doit satisfaire les conditions suivantes :

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $b/h \leq 4$

Et :

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

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



Avec: **h** : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

L : plus grande travée dans le sens considéré

a) Poutres principales :(poutre porteuses)

$$L = 430 - 30 = 400\text{cm}$$

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

$$\frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \longrightarrow 26.66 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm}$$

On prend : $h = 40\text{cm}$.

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \longrightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28\text{cm}$$

On prend : $b = 35\text{cm}$.

Donc on adopte une section de : **(35×40) cm²**

b) Poutre secondaires :

$$L = 480 - 30 = 450\text{cm}$$

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \longrightarrow 30 \text{ cm} \leq h \leq 45 \text{ cm}$$

On prend : $h = 35\text{cm}$.

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \longrightarrow 18 \text{ cm} \leq b \leq 31.5\text{cm}$$

On prend : $b = 25\text{cm}$.

Donc on adopte une section de : **(25×35)cm²**

c) Vérification des conditions exigées par le RPA :

Condition	Poutre principales	Poutre secondaire	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40	35	C.V
$b \geq 20 \text{ cm}$	35	25	C.V
$h/b \leq 4$	1.14	1.4	C.V

Tableau II.1 : vérification des conditions exigées par le RPA.

d) Conclusion :

Poutres principales (35×40)cm²

Poutres secondaires (25×35) cm².

II.4 Les voiles :

Epaisseur du voile : $e_{min} \geq 15 \text{ cm}$

$$h_e = h - e_{plancher}$$

h: hauteur d'étage

e : épaisseur du plancher

➤ **RDC :**

$$h_e = 408 - 21 = 387$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{387}{20} = 19.35 \text{ cm}$$

On a $e = 20 \text{ cm} > e_{\min} = 15 \text{ cm}$ —————> condition vérifiée

➤ **les étages courants :**

$$h_e = 306 - 21 = 285 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{285}{20} = 14.25 \text{ cm}$$

On a $e = 20 \text{ cm} > e_{\min} = 15 \text{ cm}$ —————> condition vérifiée

On prend une épaisseur de 20 cm pour tous les voiles.

II.5 Les poteaux :

Les poteaux sont 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 est repéré) avec la descente de charge, en tenant compte de la proposition des plans d'architecture et des limites imposées par le (RPA 99 modifié 2003).

- Les plans d'architecture nous proposent une section de (45x45).
- Le RPA nous impose une section de $(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ pour la zone IIa.

On prévoit une section de (25x25) selon les conditions du RPA.

La section du poteau est donnée par la formule suivante : $S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{bc}}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} = 1,5 \text{ KN/cm}^2$: contrainte admissible du béton à l'ELS $S = b \times h$

S : section du poteau

N_s : effort normal de compression à la base du poteau qui est donnée par :

$$N_s = G_{\text{cum}} + Q_{\text{cum}}$$

II.6 Détermination des charges et surcharges :

Pour déterminer les charges permanentes et surcharges d'exploitation, on se réfère au DTR B.C 2.2

II.6.1 Charges permanentes : $G = \rho \cdot e$

ρ : le poids volumique.

e : l'épaisseur de l'élément.

a) Plancher terrasse inaccessible

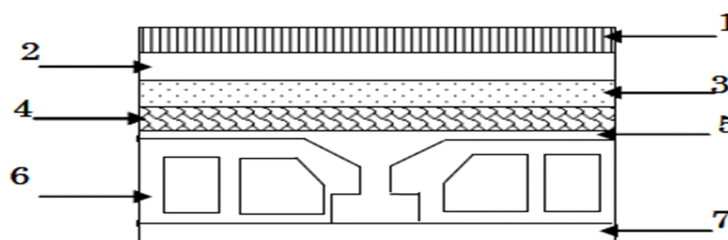


Figure II.2: coupe du plancher terrasse inaccessible.

Elément	Epaisseur (cm)	Charge(kn/m ²)
Couche de gravier	1.5	1.00
Etanchéité Multicouches	5	0.12
Béton en forme de pente	7	1.55
Feuille de poly âne	/	0.01
Isolation thermique	5	0.16
Plancher en corps creux	(16+4)	2.80
Enduit sous plafond en plâtre	2	0.2
	TOTAL	Gt=5.84

Tableau II.2 : valeur de la charge permanente de la terrasse.

b)Plancher d'étage courant:

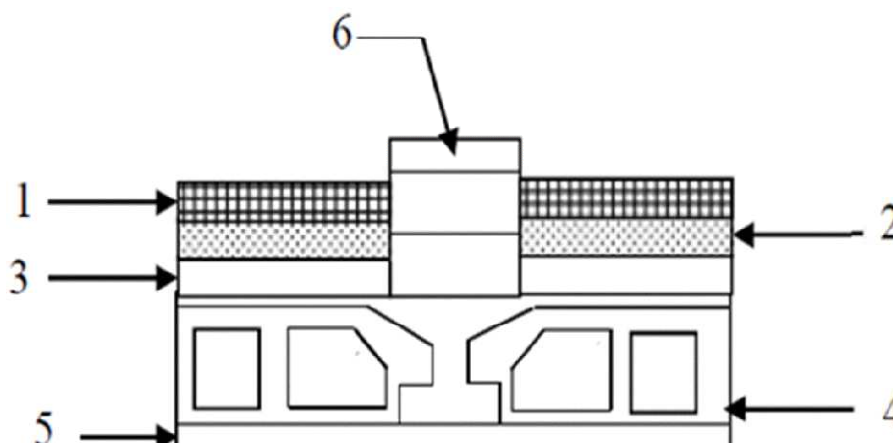


Figure II.3 : plancher d'étage courant.

N	Elément	Epaisseur	Charge(kn/m ²)
1	Revêtement en charge	2	0.40
2	Mortier de pose	3	0.66
3	Couche de stable	3	0.54
4	Dalle en corps creux	(16+4)	2.80
5	Enduit de plâtre	2	0.2
6	Cloison	10	0.90
TOTAL			Gt=5.5kn/m ²

Tableau II.3: valeur de la charge permanente de l'étage courant.

c)Maçonnerie :

➤ Murs extérieurs :

C'est une double cloison en brique creuse de 25 cm d'épaisseur.

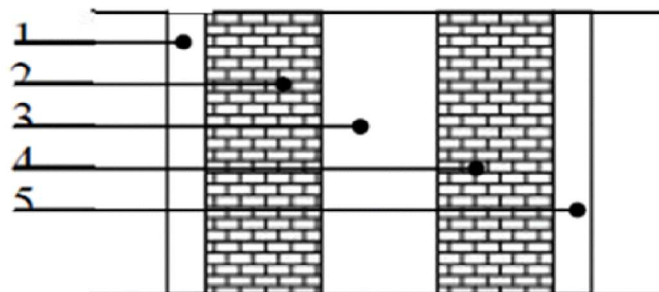


Figure II.4: coupe verticale d'un mur extérieur .

N	Elément	Epaisseur cm	Charge KN/m ²
1	Mortier de ciment	2	0.36
2 -4	Brique creuse	2×10	2×0.9=1.8
3	Lame d'air	5	/
5	Enduit de plâtre	2	0.2
Total			Gt 2.36

Tableau II.4: valeur de la charge permanente du mur extérieur.

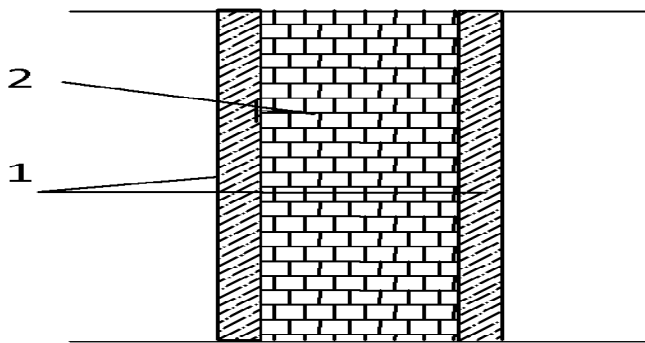
➤ *Mur intérieur :*

Figure II.5: coupe vertical d'un mur intérieur.

N	Éléments	Epaisseur cm	Charge Kn/m^2
1	Enduite de plâtre	2	0.2
2	Brique creuse	10	0.9
3	Enduite de plâtre	2	0.2
	Total		Gt=1.3

Tableau II.5: valeur de la charge permanente d'un mur intérieur .

d) Dalle plein :



Figure II.6: coupe du plancher en dalle.

N	Elément	Epaisseur (cm)	Charges (KN)
1	Revêtement	2	0.4
2	Mortier de pose	3	0.54
3	Couche de sable	3	0.66
4	Dalle pleine en béton armé	15	3.75
5	Mortier de ciment	2	0.2
			$G_t = 5.55$

Tableau II.6 : valeur de la charge permanente de la dalle pleine.

Poutre :

Poutre principales : $G = (0.35 \times 0.40) \times 25 = 3.5 \text{ KN/m}$

Poutre secondaires : $G = (0.25 \times 0.35) \times 25 = 2.2 \text{ KN/m}$

II.6.2 Les surcharges d'exploitations :

- Les surcharges d'exploitations sont données par le DTR comme suit :
- Plancher terrasse inaccessible **$Q = 1 \text{ KN/m}^2$**
- Plancher étage courant a usage d'habitation : **$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$**
- Balcon : **$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$**
- Acrotère : **$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$**
- Escalier : **$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$**
- Plancher de RDC(usage d'habitation): **$Q=1.5\text{KN/m}^2$**

II.7 Descente de charge :

Charge et surcharge revenant au poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est P

➤ **Surface d'influence :**

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

$$S = (1.775 \times 2.1) + (2.4 \times 2.1) + (1.755 \times 2.15) + (2.40 \times 2.15)$$

$$S = 17.74 \text{ m}^2$$

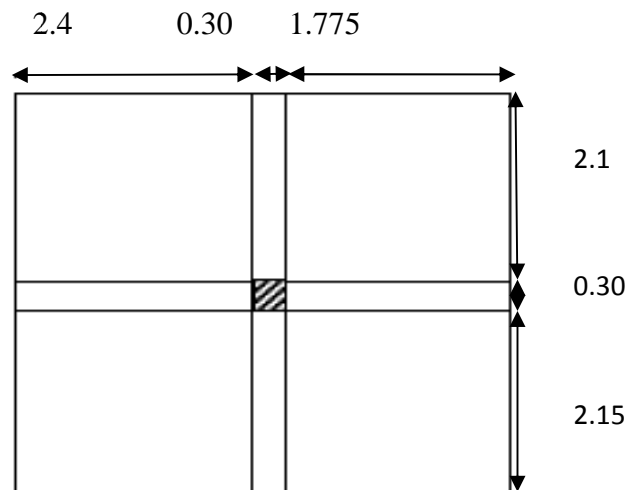


Figure II.7: localisation du poteau le plus sollicité.

➤ **Charge permanente revenant à chaque plancher :**

Plancher terrasse : $G_t = 5.84 \text{ KN/m}^2$

Plancher étage courant : $G_t = 5.5 \text{ KN/m}^2$

Plancher RDC : $G_t = 5.5 \text{ KN/m}^2$

➤ **Poids revenant à chaque plancher :**

Poids du plancher : $P = G \times S$

Plancher terrasse : $P = 5.84 \times 17.74$

————→ $P = 103.6 \text{ KN}$

Plancher étage courant et RDC : $P = 5.5 \times 17.74$

————→ $P = 97.57 \text{ KN}$

➤ **Poids propre revenant à chaque poutre : $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$**

Poutre principales : $P_p = (0.35 \times 0.40) \times 4.30 \times 25 = 15.05 \text{ KN}$

Poutres secondaires : $P_s = (0.25 \times 0.35) \times 4.80 \times 25 = 10.5 \text{ KN}$

Donc le poids des poutres :

$P_{\text{tot}} = P_{\text{pp}} + P_{\text{ps}} = 15.05 + 10.5 = 25.55 \text{ KN}$

➤ **Poids propre des poteaux :**

- Poteaux d'étage courant $G_{\text{Pot}} = 25 \times 0.30 \times 0.30 \times 2.86 = 6.44 \text{ kN}$
- Poteaux de RDC $G_{\text{Pot}} = 25 \times 0.30 \times 0.30 \times 3.88 = 8.73 \text{ kN}$

II.8 Loi de dégression des charges :

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, Où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels où commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), ce qui est le cas du bâtiment étudié.

Les règles de BAEL nous imposent d'appliquer, loi de dégression des surcharges :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{Avec : } n \geq 5$$

Avec :

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse

Q_i : surcharge d'exploitation pour l'étage « i »

n : numéro de l'étage du haut vers le bas

II.9 Surcharge d'exploitation :

Q_0 : surcharge d'exploitation du plancher terrasse inaccessible:

$$Q_0 = 1 \times 17.74 = 17.74 \text{ KN.}$$

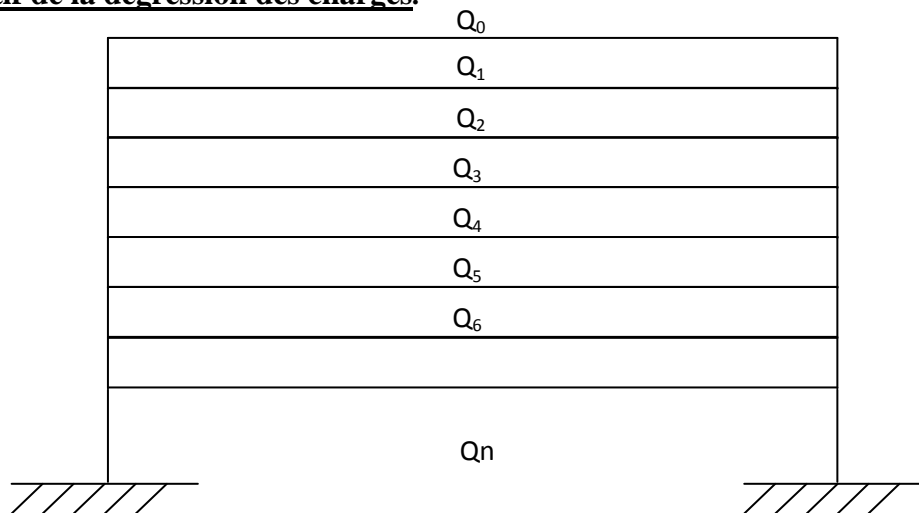
Q_1 à Q_7 : surcharges d'exploitations du plancher étage courant.

$$Q_{1-7} = 1.5 \times 17.74 = 26.61 \text{ KN.}$$

Q_8 : surcharges d'exploitations du plancher RDC à usage d'habitation.

$$Q_8 = 1.5 \times 17.74 = 26.61 \text{ KN.}$$

Récapitulatif de la dégression des charges:



$$S_T = Q_0$$

$$S_1 = Q_0 + Q_1$$

$$S_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$$

$$S_3 = Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$S_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$S_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

$$\text{Pour } n \geq 5$$

$$S_T = Q_0 = 17.74 \text{ KN.}$$

$$S_1 = Q_0 + Q_1 = 44.35 \text{ KN.}$$

$$S_2 = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 68.30 \text{ KN.}$$

$$S_3 = Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 89.59 \text{ KN.}$$

$$S_4 = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 108.21 \text{ KN.}$$

$$S_5 = Q_0 + 0.8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 124.18 \text{ KN.}$$

$$S_6 = Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 137.49 \text{ KN.}$$

$$S_7 = Q_0 + 0.71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 149.99 \text{ KN.}$$

$$S_8 = Q_0 + 0.69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 164.63 \text{ KN.}$$

NIV	CHARGES PERMANENTES					CHARGES D'EXPLOITATION		eff. Normal	section	
	Planchers	Poutres	poteaux	G _{tot}	G _{cum}	Q	Q _{cum}	N = G _{cum} + Q _{cum}	S ≥ N _s /6 _{bc}	S _{optée} (cm ²)
8	103.6	25.55	/	129.15	129.15	17.74	17.74	146.89	97.93	30×30
7	97.57	25.55	6.44	129.56	258.71	44.35	62.09	320.8	213.87	30×30
6	97.57	25.55	6.44	129.56	388.27	68.30	130.39	518.66	345.77	35×35
5	97.57	25.55	6.44	129.56	517.83	89.59	219.98	737.81	491.87	35×35
4	97.57	25.55	6.44	129.56	647.39	108.21	328.19	975.58	650.39	35×35
3	97.57	25.55	6.44	129.56	776.95	124.18	452.37	1229.32	819.55	40×40
2	97.57	25.55	6.44	129.56	906.51	137.49	589.86	1496.37	997.58	40×40
1	97.57	25.55	6.44	129.56	1036.07	149.99	739.85	1775.92	1183.95	40×40
RDC	97.57	25.55	8.73	131.85	1167.92	164.63	904.48	2072.4	1381.6	45×45

Tableau II.7: Récapitulatif de la dégression des charges.

II.10 Vérification relative aux coffrages : (RPA 99 version 2003 / art 7.4.1) :

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h) en une seule fois. Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone II_a doivent satisfaire les conditions suivantes

a) $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ en zone II_a.

b) $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$

c) $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

a) $\text{min}(b_1, h_1) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm.}$

b) Poteaux RDC : $\frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19.4 \text{ cm} \Rightarrow \text{min}(b_1, h_1) = 45 \text{ cm} \geq \frac{h}{20} = 19.4 \text{ cm.}$

Poteaux EC 1,2,3 : $\frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \Rightarrow \text{min}(b_1, h_1) = 40 \text{ cm} \geq \frac{h}{20} = 14.3 \text{ cm.}$

Poteaux EC 4,5,6 : $\frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \Rightarrow \text{min}(b_1, h_1) = 35 \text{ cm} \geq \frac{h}{20} = 14.3 \text{ cm.}$

Poteaux EC 7,8 : $\frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \Rightarrow \text{min}(b_1, h_1) = 30 \text{ cm} \geq \frac{h}{20} = 14.3 \text{ cm.}$

- c) Pour RDC : $1/4 < b/h = 45/45 = 1 < 4$. → Condition vérifiée
 Pour l'EC 1,2,3 : $1/4 < b/h = 40/40 = 1 < 4$ → Condition vérifiée.
 Pour l'EC 4,5,6 : $1/4 < b/h = 35/35 = 1 < 4$ → Condition vérifiée.
 Pour l'EC 7,8 : $1/4 < b/h = 30/30 = 1 < 4$ → Condition vérifiée.

II.11 Vérification de la résistance des poteaux au flambement

Le calcul du poteau au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad (\text{BAEL 91 modifié page 110})$$

Avec : λ : élancement du poteau.

L_f : longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$

L_0 : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs

i : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad I = \frac{ab^3}{12} \quad \text{Avec : } I : \text{Moment d'inertie.}$$

$B = ab$ = Section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12ab}}} = \frac{0.7 L_0 \sqrt{12}}{b}$$

- Poteau du RDC (45×45)cm², $L_0 = 4.08\text{m} \Rightarrow \lambda = 21.98 < 50$ condition vérifiée.
- Poteaux l'EC 1,2,3 (40×40)cm², $L_0 = 3.06\text{m} \Rightarrow \lambda = 18.55 < 50$ condition vérifiée.
- Poteaux l'EC 4,5,6 (35×35) cm², $L_0 = 3.06\text{m} \Rightarrow \lambda = 21.20 < 50$ condition vérifiée.
- Poteaux l'EC 7,8 (30×30) cm², $L_0 = 3.06\text{m} \Rightarrow \lambda = 24.73 < 50$ condition vérifiée.

II.12 Conclusion :

Etant donné que le pré dimensionnement des éléments structuraux est effectuer; et que toutes les exigences réglementaires sont satisfaites ;on adopte les dimensions suivantes :

- Poutres principales : $35 \times 40 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $25 \times 35 \text{ cm}^2$
- Epaisseur des voiles : $e = 20 \text{ cm}$
- Réz de chaussé (RDC): $(b \times h) = 45 \times 45 \text{ cm}^2$
- Etage courant (1;2;3) : $(b \times h) = 40 \times 40 \text{ cm}^2$
- Etage courant (4;5;6) : $(b \times h) = 35 \times 35 \text{ cm}^2$
- Etage courant (7;8) : $(b \times h) = 30 \times 30 \text{ cm}^2$

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS

III.1. Introduction:

Ce chapitre concerne le calcul des éléments secondaires comme : l'acrotère, les planchers, les escaliers, balcon, poutre de chaînage et poutre palière .

III.2. Etude de l'acrotère :

- L'acrotère est un élément secondaire de la structure ,il est encastré au niveau de la poutre du plancher terrasse, il a pour but d'assurer la sécurité au niveau de la terrasse et de plus il est participe la mise hors eau de la structure .
- L'acrotère est assimilé à une console verticale encastrée à sa base dans le plancher terrasse elle soumise à : son poids propre (G) et un moment dû à la force horizontale (Q) donc sera calculée à la flexion composé.

III.2.1 Dimensions de l'acrotère :

- Hauteur=60 cm
- Epaisseur=10 cm

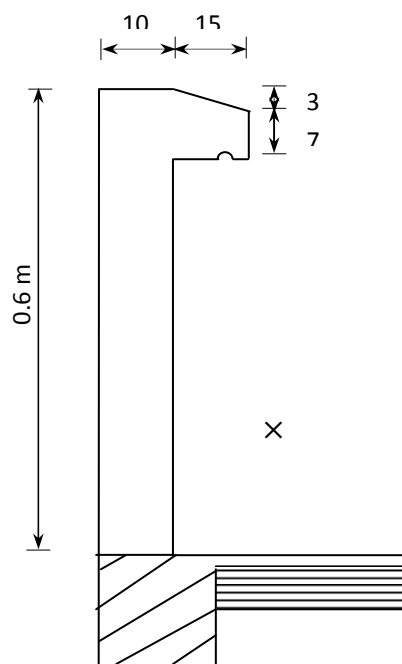


Figure III.1: Coupe verticale de l'acrotère.

III.2.2. Les sollicitations : leurs dimensions se fait pour une bande de 1m de largeur

2.a). Evaluation des charges :

- **Poids propre « G » :**

$$G_1 = S \times \gamma_b \quad (\text{s: section latérale de l'acrotère})$$

(γ_b :masse volumique de béton d'ou $\gamma_b=25 \text{ kn/m}^3$)

$$S = (0.6 \times 0.1) + \frac{(0.15 \times 0.03)}{2} + (0.15 \times 0.07) = 0.07275 \text{ m}^2$$

$$\text{On trouve : } G_1 = 0.07275 \times 25 = 1.82 \text{ KN/ml.}$$

- **Surcharge d'exploitation « Q »:**

$$Q = 1.00 \text{ KN/ml}$$

2.b). Schémas statiques :

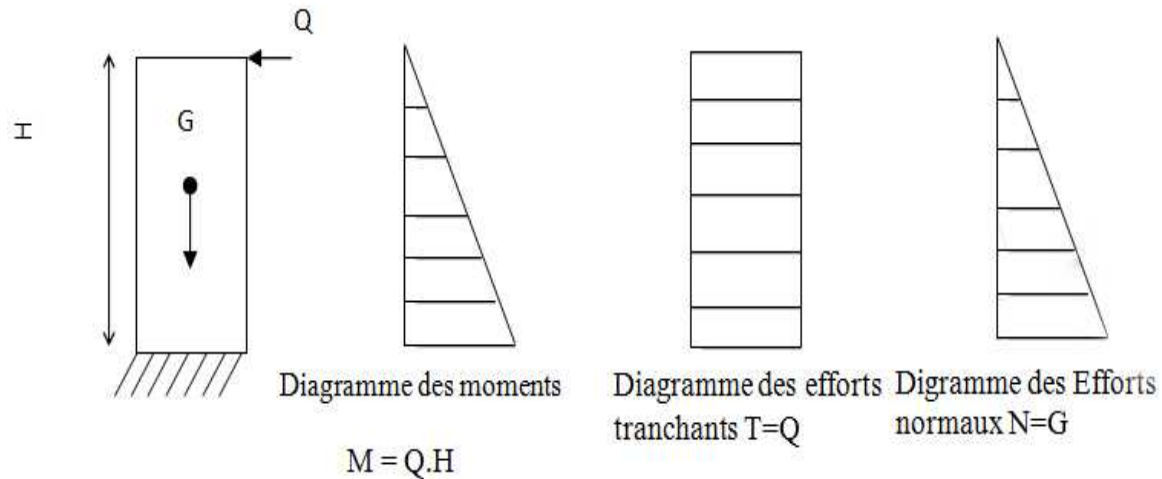


Figure III.2: Schémas statiques de l'acrotère.

2.c) Exigences des règles de RPA99:

Le RPA exige et impose l'application de la force horizontale F_p pour le calcul des éléments de la structure secondaires :

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

A : coefficient d'accélération de la zone

C_p : Facteur de force horizontale

W_p : Poids de l'élément secondaire

Alors, le calcul se fait en flexion composée.

2.d) calcul de la force horizontale :

$A = 0,15$ (zone II_a, Groupe d'usage 2)

$C_p = 0,8$

$W_p = 1.82 \text{ KN/ml}$

$F_p = 0.87 \text{ KN}$.

III.2.3) Combinaisons des charges :

➤ L'E.L.U :

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1.82 \times 1 \text{ ml} = 2.46 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN. m}$$

➤ L'E.L.S:

$$N_{ser} = G \times 1\text{ml} = 1.82 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN. m}$$

III.2.4) Ferrailage :

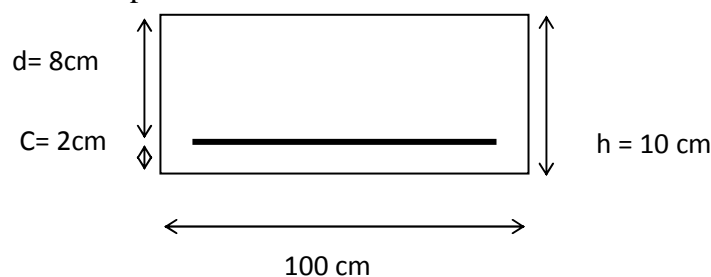
le ferrailage sera calculé pour une pièce soumise à la flexion composée et sera donné par mètre de largeur .

- rappelons qu'une pièce est soumise à la flexion composée lorsqu'elle répond :

- Soit un effort normal "N" et un moment fléchissant "M" appliqué au centre de gravité du béton seul .
- Soit un effort normal "N" excentré ($e = M/N$) par rapport au centre de gravité du béton. Le point d'application de "N" est appelé le centre de pression .
Le calcul se fait en deux étapes, calcul à l'ELU puis la vérification à l'ELS .

a). ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fera à l'ELU puis vérifié à l'ELS.



section rectangulaire soumise à la flexion composée .

.Avec les paramètres suivantes :

M_u : moment du à la compression .

N_u : effort de compression .

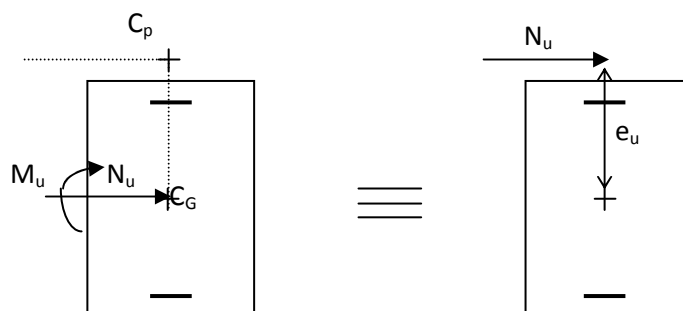
C_p : centre de pression .

e_u : Excentricité .

C : l'enrobage qui vaut 2 cm

- calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.46} = 0.37m > \frac{h}{2} - c = 0.03m \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$



Le centre de pression « C_p » est à l'extérieur de la section \Rightarrow SPC (section partiellement comprimée).

Donc la section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif.

1. Armatures principales :

➤ **La section des armatures fictives** (en flexion simple)

$M_f = N_u a$ avec a : distance entre le « C_p » et le centre de gravité « C_G » des armatures inférieures tendues.

$$a = e + \frac{h}{2} - c = 37 + 3 = 40 \text{ cm.}$$

$$M_f = 2.46 \times 0.4 = 0.984 \text{ KN m.}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.984 \times 10^6}{100 \times 80^2 \times 14.2} = 0.108$$

$$\mu = 0.108 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.108 \Rightarrow \beta = 0.1431$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.984 \times 10^6}{0.1431 \times 80 \times 348} = 2.24 \text{ cm}^2$$

2. La section des armatures réelles (en flexion composée)

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} ; \quad \sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = 2.24 - \frac{2.46 \times 10^3}{348} \times 10^{-2} = 2.17 \text{ cm}^2$$

b). Les vérifications :

➤ **Vérification de la condition de non fragilité** (Art A-4.2.1/BAEL 91)

$$A \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445d}{e_s - 0.185d} \right] \quad \text{avec} \quad e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.82} \times 10^2 = 33 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0.23 \frac{100 \times 8 \times 2.1}{400} \left[\frac{33 - 0.445 \times 8}{33 - 0.185 \times 8} \right] = 0.902 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 2.17 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.902 \text{ cm}^2$$

La condition étant vérifiée, on adoptera la section d'armatures réelles A_u .

$$A = A_u = 2.17 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{\text{adopté}} = 5 \text{ HA8/ml} = 2.51 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20[\text{cm}]$.

1. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ répartie sur } 60 \text{ cm de hauteur}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement** (Art A.5.2 / BAEL 91).

$$\text{La fissuration est préjudiciable, donc : } \tau = \tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN} \quad \text{avec } V_u : \text{effort tranchant}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{8000} = 0.1875 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement \longrightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{avec } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\Psi_s = 1.5 \quad (\text{Acier de haute adhérence})$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 100.5} = 0.21 \text{ MPa.}$$

$$\sum u_i : \text{somme des périmètres utiles des barres. } \sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Espacement des barres

$$\text{-Armatures principales : } S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm.} \quad \text{Soit } S_t = 20 \text{ cm.}$$

$$\text{-Armatures de répartition : } S_t \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm.} \quad \text{Soit } S_t = 25 \text{ cm.}$$

3. Ancrages des barres verticales :

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_s} = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 281.69 \text{ mm} \quad \text{soit } L_s = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Avec: } \tau_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.}$$

c). ferrailage à l'ELS:

$$M_s = 0.6 \text{ KN.m} ; N_s = 1.82 \text{ KN.} ; e_s = \frac{M_s}{N_s} = 33 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{d}{2} = 4 \text{ cm.} \quad e_s = 33 \text{ cm} > e_0 = 4 \text{ cm.}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la section, donc la section est partiellement comprimée.

1. La section des armatures fictives :

$$M_f = N_s a = N_s (e_s + 0.5 h - c) = 1.82 \times (33 + 3) \times 10^{-2} = 0.655 \text{ KN. m}$$

$$\mu_1 = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.655 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.2} = 0.00721 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA (section simplement armée)}$$

$$\mu_1 = 0.00721 \Rightarrow \beta_1 = 0.870 \Rightarrow K_1 = 23.46 \Rightarrow K = 1/K_1 = 1/23.46 = 0.043.$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \quad \text{Avec: } \eta = 1.6 \text{ fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \{266.66 ; 201.63\} \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.655 \times 10^6}{0.870 \times 80 \times 201.63} = 0.47 \text{ cm}^2$$

2. La section des armatures réelles :

$$A_r = A_f - \frac{N_s}{\sigma_{st}} = 0.47 - \frac{1.82 \times 10^3}{201.63} = 0.38 \text{ cm}^2$$

$A_s = A_r < A \Rightarrow$ le ferrailage adopté à l'ELU est vérifiée.

3. Les vérifications :

➤ Vérification de contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec: } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 0.043 \times 201.63 = 8.67 \text{ MPa}$$

$$8.07 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification des contraintes dans l'acier (Art A-5.3.2 / BAEL 91)

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \beta d} = \frac{0.6 \times 10}{0.38 \times 8 \times 0.9} = 2.2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

III.2.5 Conclusion :

Les conditions étant vérifiées; donc notre ferrailage calculé à L'ELU est vérifié à L'ELS.

• Le Ferrailage adopté :

Armatures principales : 5 HA8/ml = 2.51 cm² avec $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition : 4 HA8/ml = 2.01 cm² avec $S_t = 25 \text{ cm}$

• Vérification de l'acrotère au séisme (Art 6.2.3 / RPA 99)

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale

$$F_p = 0.87 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml.}$$



III.3. Calcul des plancher :

III.3.1 Introduction :

Les plancher de (16+4) sont constitués :

- Corps creux utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique et thermique.
- Dalle de compression en béton armée d'une épaisseur de 4 cm
- Des poutrelles préfabriquées de section en T, qui sont disposées dans le sens de la petite portée sauf les balcons pour réduire la flèche espacées de 65 cm

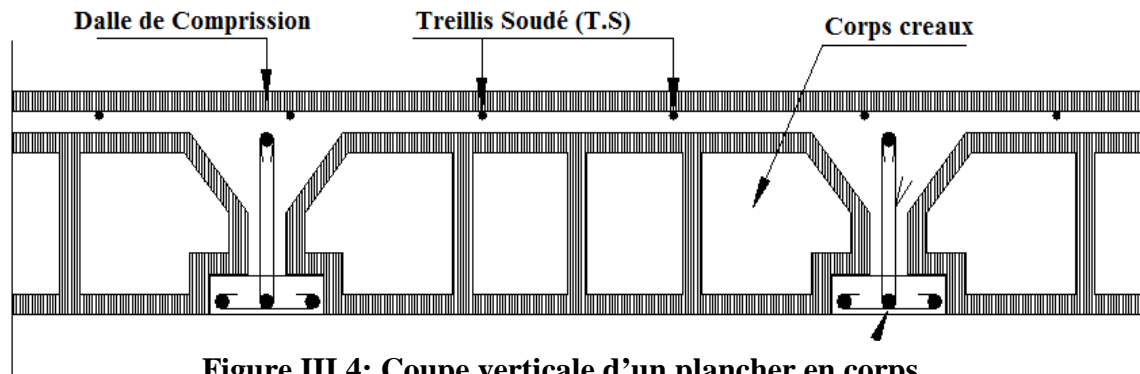


Figure III.4: Coupe verticale d'un plancher en corps

Etude et ferrailage de la dalle de compression:

La dalle de compression appelée aussi table de compression ou dalle de répartition. La dalle de répartition donne au plancher sa rigidité et assure la transmission des charges vers les poutrelles. Pour le ferrailage de la dalle de compression, on utilise du treillis soudé de nuance (TS520 ; $\varnothing \leq 6\text{mm}$) dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au *BAEL 91* (art B.6.8.423).

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles (nervures).
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

III.3.2 Calcul des armatures :

a) Les armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4L}{f_e}$$

Avec :

$L = 65 \text{ cm}$: distance entre axe des poutrelles

$f_e = 520 \text{ MPa}$: limite d'élasticité

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad A_{\perp} = 5\text{T}6 = 1.41 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de}$$

$$e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

b) Les armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.705 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad A_{//} = 5\text{T}6 = 1.41 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } e$$

$$= \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (**TL520**) de dimension (6×6×200×200)

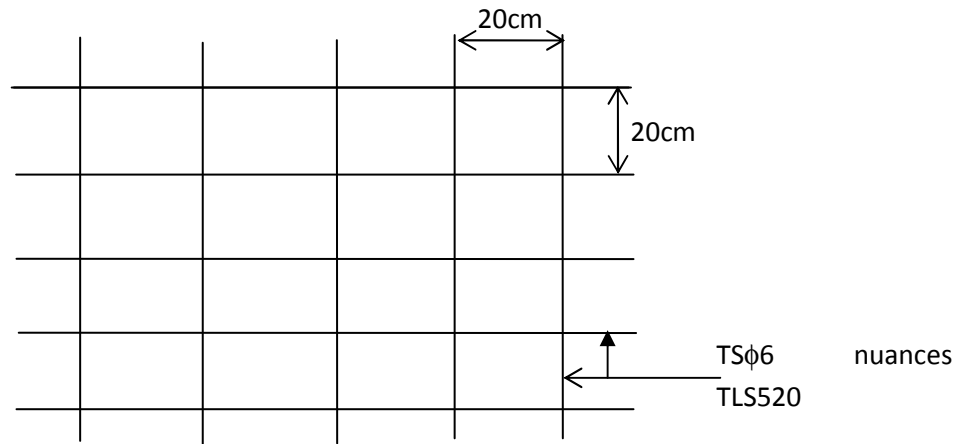


Figure III.5: Schéma statique du treillis soudé.

III.3.3 Etude des poutrelles :

a) Dimensionnement de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes à savoir avant le coulage de la dalle de compression et après le coulage de la dalle de compression.

➤ Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

1.Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

2.Critère de la continuité :

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens de plus grand nombre d'appuis.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T, les règles préconisent que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté de la nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes : (Article A.4.1, / BAEL 91 modifiée 99

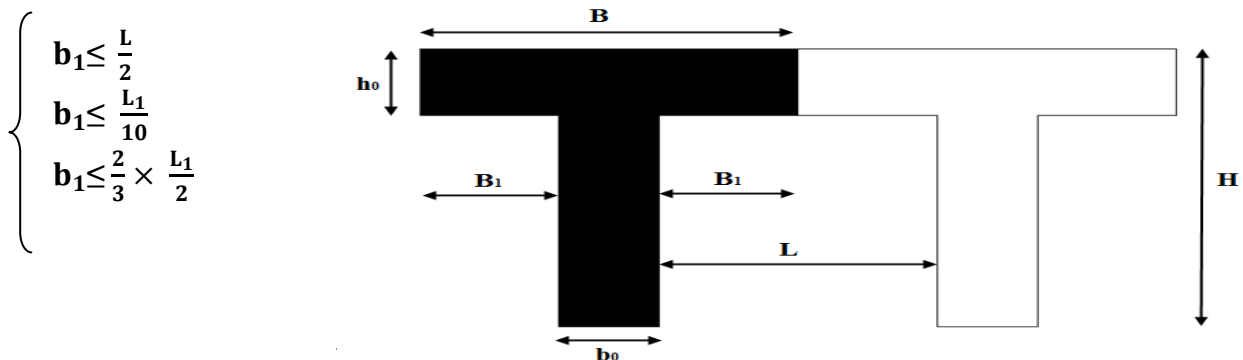


Figure III.6: Coupe vertical d'une poutrelle.

Avec :

- b_0 : largeur de la nervure $b_0 = 12\text{cm}$
- b : Distance entre axe des poutrelles
- L : distance entre axe des poutrelles $\longrightarrow L = 65 - 12 = 53\text{cm}$
- L_1 : Longueur de la plus grande travée $L_1 = 4.80\text{ m}$
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression $h_0 = 4\text{cm}$
- H : hauteur totale de plancher

b) Calcul de la poutrelle :

Le calcul de la poutrelle se fait en deux étapes :

1^{ère} étape : avant le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités .elle doit supporter au plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à $0.95\text{KN} / \text{m}^2$ et la surcharge de l'ouvrier

➤ Poids propre de la poutrelle :

$$G_p = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12\text{KN/ml}$$

➤ Poids propre de corps creux :

$$G_c = 0.95 \times 0.65 = 0.62\text{ KN /ml}$$

➤ Poids propre totale

$$G = G_p + G_c = 0.12 + 0.62 = 0.74\text{KN/ml}$$

➤ La surcharge de l'ouvrier :

$$Q = 1\text{KN/ml}$$

➤ Calcul à L'ELU :

• Combinaison des charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5\text{ KN/ml}$$

• Calcul du moment en travée:

$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.80^2}{8} = 7.2\text{ KN.m}$$

• Calcul de l'effort tranchant :

$$T = q_u \times \frac{L}{2} = \frac{2.5 \times 4.30}{2} = 6\text{ KN}$$

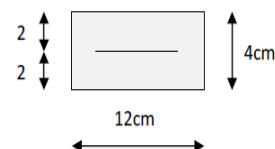
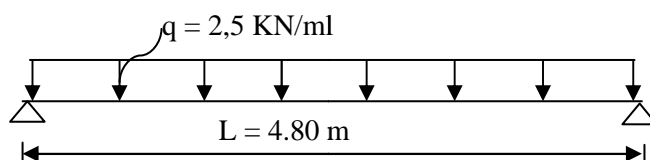


Figure III.3.3.b : Schéma statique d'une travée de la poutrelle

• Calcul de la section d'armature :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Soit l'enrobage $c = 2\text{cm}$

La hauteur : $d = h_0 - c = 4 - 2 = 2\text{cm}$

$$b = 12 \text{ cm} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{7.2 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 10.56$$

$$\mu = 0.1056 > \mu = 0.039 \longrightarrow \text{section doublement armée}$$

➤ **Conclusion :**

Vu les faibles dimensions de la poutrelle (12×4) ; il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées ($ASC = 0$) ne soient pas nécessaire.

2^{ème} : Etape : Après le coulage de la dalle de compression :

Après le coulage du béton, la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis de rive sont considérés comme des encastremements partiels et les autres comme appuis simple, sous une charge « q_u » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

➤ **Largeur efficace de la table de compression :**

La largeur efficace est une longueur réduite de la table de compression avec une répartition uniforme des contraintes normales.

La largeur des hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$\text{Min} \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L}{2} = \frac{53}{2} = 26.5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L_1}{10} = \frac{480}{10} = 48 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2} = \frac{2}{3} \times \frac{480}{2} = 160 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{on prend } b_1 = 26.5 \text{ cm.}$$

Avec : La distance entre deux parements voisins de deux poutrelles $L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$

L_1 = Longueur de la plus grande travée $L_1 = 4.80 \text{ m}$

b_0 : Largeur de la nervure $b_0 = 12 \text{ cm}$

$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm}$ condition vérifié.

➤ **Poids du plancher :**

• **Plancher étage courant :**

- Charge permanentes : $G = 5.5 \times 0.65 = 3.575 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitations : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$

• **Plancher RDC (service) :**

- Charge permanentes : $G = 5.5 \times 0.65 = 3.575 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$

• **Plancher terrasse inaccessible :**

- Charge permanentes : $G = 5.84 \times 0.65 = 3.796 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$

➤ **Combinaison de charges :**• **Plancher étage courant**

- **ELU :** $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.575 + 1.5 \times 0.975 = 6.288 \text{ KN/ml}$
- **ELS :** $q_{ser} = G + Q = 3.575 + 0.975 = 4.55 \text{ KN/ml}$

• **Plancher RDC :**

- **ELU :** $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.575 + 1.5 \times 0.975 = 6.288 \text{ KN/ml}$
- **ELS :** $q_{ser} = G + Q = 3.575 + 0.975 = 4.55 \text{ KN/m}$

• **Plancher terrasse inaccessible :**

- **ELU :** $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.796 + 1.5 \times 0.65 = 6.099 \text{ KN/ml}$
- **ELS :** $q_{ser} = G + Q = 3.796 + 0.65 = 4.446 \text{ KN/ml}$.

Remarque :

On constate que le chargement pour le plancher RDC est le plus défavorable.
Vu que la différence entre les chargements n'est pas importante, on utilisera celui de plancher RDC pour le calcul du ferrailage.

III.3.4 Choix de la méthode :

Les efforts interne sont déterminer, Selon le type de plancher, à l'aide des méthodes suivants :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.

a) Méthode forfaitaire :➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode :(Art B.6.2.210 BAEL 91 modifié 99)**• **Hypothèse :**

- La valeur de la surcharge respecte la condition suivante :
 $Q \leq 2G ; 5 \text{ KN/m}^2$
- La fissuration est non préjudiciable.
- Toutes les travées ont un même moment d'inertie.
- Le rapport de deux travées successives est compris entre 0,8 et 1,25.

• **Vérification :**

- On a: $Q = 0.975 \text{ KN/ml}$
 $2G = 2 \times 3.575 = 7.15 \text{ KN/m}$ } Condition vérifiée.
- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées. → Condition vérifiée
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1.25

$$; \text{ c à d : } 0.80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 ;$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{L_i}{L_{i+1}} &= \frac{3.55}{3.00} = 1.2 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} &= \frac{3.00}{3.55} = 0.85 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} &= \frac{3.55}{4.80} = 0.74 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} &= \frac{4.80}{3.55} = 1.35 \end{aligned} \right\} \text{Condition non vérifiée.}$$

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable .

Conclusion : toutes les conditions sont pas vérifiées, la méthode forfaitaire n'est applicable , le calcul se fera par la méthode des trois moments .

b) Exposé de la méthode des trois moments:

C'est un cas particulier de la méthode de force, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaires. On considère 3 appuis successifs dans une poutre continue, comme système de base, on décompose ce dernier au niveau des appuis intermédiaires pour aboutir à une succession de poutres isostatiques de longueurs respectives « l_i » et « l_{i+1} ».

-Chaque travée est étudiée indépendamment.

-L'expression des trois moments est donnée par les équations:

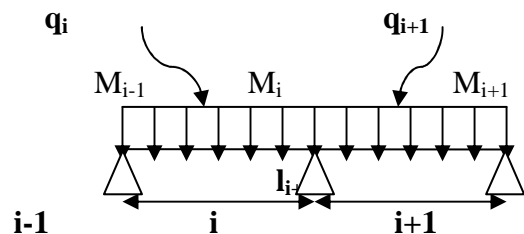
➤ Aux appuis :

$$M_{i-1}l_i + 2.M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}l_{i+1} = - \left(\frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4} \right)$$

➤ En travée :

$$M_{(x)} = \mu_{(x)} + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

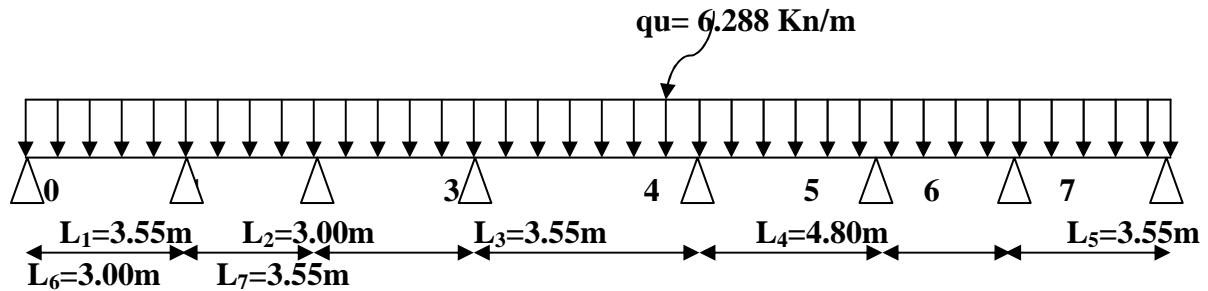
$$\text{Tel que : } \mu_{(x)} = \frac{q l}{2} x - \frac{q}{2} x^2 = q \frac{x}{2} \left(1 - x \right)$$



Avec :

- $m(x)$: le moment de même travée considérée isostatique.
- “ M_{i-1} ”, “ M_i ” et “ M_{i+1} ” : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques aux appuis « $i-1$ », « i » et « $i+1$ ».
- l_i : Portée de la travée à gauche de l'appui “ i ”.
- l_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui “ i ”.
- q_i : Charge répartie à gauche de l'appui “ i ”.
- q_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui “ i ”.

- Plancher a sept travées à 08 appuis :
 $q_u = 6.288 \text{ Kn/m}$



Coupe transversale de la poutrelle.

1) Calcul des moments aux appuis :

$$\begin{aligned}
 \text{L'appui 0 (i=0): } 7.1M_0 + 3.55M_1 &= -70.33 \dots\dots\dots 1 \\
 \text{L'appui 1 (i=1): } 3.55M_0 + 13.1M_1 + 3M_2 &= -112.77 \dots\dots\dots 2 \\
 \text{L'appui 2 (i=2): } 3M_1 + 13.1M_2 + 3.55M_3 &= -111.77 \dots\dots\dots 3 \\
 \text{L'appui 3 (i=3): } 3.55M_2 + 16.7M_3 + 4.8M_4 &= -244.18 \dots\dots\dots 4 \\
 \text{L'appui 4 (i=4): } 4.8M_3 + 16.7M_4 + 3.55M_5 &= -244.18 \dots\dots\dots 5 \\
 \text{L'appui 5 (i=5): } 3.55M_4 + 13.1M_5 + 3M_6 &= -112.77 \dots\dots\dots 6 \\
 \text{L'appui 6 (i=6): } 3M_5 + 13.1M_6 + 3.55M_7 &= -112.77 \dots\dots\dots 7 \\
 \text{L'appui 7 (i=7): } 3.55M_6 + 7.1M_7 &= -70.33 \dots\dots\dots 8
 \end{aligned}$$

Sa forme matricielle est de :

$$\begin{pmatrix}
 7.10 & 3.55 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 3.55 & 13.1 & 3.00 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 3.00 & 13.1 & 3.55 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 3.55 & 16.7 & 4.80 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 4.80 & 16.7 & 3.55 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 3.55 & 13.1 & 3.00 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3.00 & 13.1 & 3.55 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3.55 & 7.10
 \end{pmatrix}
 \begin{Bmatrix}
 M_0 \\
 M_1 \\
 M_2 \\
 M_3 \\
 M_4 \\
 M_5 \\
 M_6 \\
 M_7
 \end{Bmatrix}
 =
 \begin{Bmatrix}
 -70.33 \\
 -112.77 \\
 -112.77 \\
 -244.18 \\
 -244.18 \\
 -112.77 \\
 -112.77 \\
 -70.33
 \end{Bmatrix}$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivantes; avec l'utilisation de logiciel "MATLEB" on aura :

$$\begin{aligned}
 M_0 &= -6.9984 \text{ Kn/m} & M_4 &= -10.5246 \text{ Kn/m} \\
 M_1 &= -5.6257 \text{ Kn/m} & M_5 &= -4.3863 \text{ Kn/m} \\
 M_2 &= -4.3863 \text{ Kn/m} & M_6 &= -5.6257 \text{ Kn/m} \\
 M_3 &= -10.5246 \text{ Kn/m} & M_7 &= -6.9984 \text{ Kn/m}
 \end{aligned}$$

2) Calcul des moments en travée :

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M_{(x)} = \mu_{(x)} + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

$$\text{Avec: } \mu_{(x)} = \frac{q l}{2} x - \frac{q}{2} x^2 = q \frac{x}{2} (l-x)$$

X : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :

$$x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q l_i}$$

Nº travée	L _i (m)	$\frac{L_i}{2}$ (m)	M _i (kn.m)	M _{i+1} (kn.m)	M _{i+1} -M _i (kn.m)	q _u (kn/ml)	q _u ·L _i (kn)	x (m)	μ _(x)	M _{max} (KN.m)
0-1	3.55	1.77	-6.99	-5.62	1.32	6.22	22.11	1.84	9.80	3.51
1-2	3.00	1.50	-5.62	-4.38	1.23	6.22	18.68	1.57	7.00	2.02
2-3	3.55	1.77	-4.38	-10.52	-6.13	6.22	22.11	1.49	9.57	2.59
3-4	4.80	2.40	-10.52	-10.52	0	6.22	29.89	2.40	$\frac{17.9}{4}$	7.42
4-5	3.55	1.77	-10.52	-4.38	6.13	6.22	22.11	2.05	9.57	2.59
5-6	3.00	1.50	-4.38	-5.62	-1.23	6.22	18.68	1.43	7.00	2.02
6-7	3.55	1.77	-5.62	-6.99	-1.37	6.22	22.11	1.71	9.80	3.51

Tableau III.1: Calcul des moments en travées.

Remarque :

-Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

-Augmentation de 1/3 pour les moments en travée.

-Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

Nº travée	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	M _{tmax} (KN.m)
0-1	-4.6656	- 3.7505	4.68
1-2	-3.7505	-2.9242	2.69
2-3	-2.9242	-7.0164	3.45
3-4	-7.0164	-7.0164	9.89
4-5	-7.0164	-2.9242	3.45
5-6	-2.9242	-3.7505	2.69
6-7	-3.7505	-4.6656	4.68

Tableau III.2: Calcul des moments réduits en travées et aux appuis.

3) Calcul des efforts tranchant :

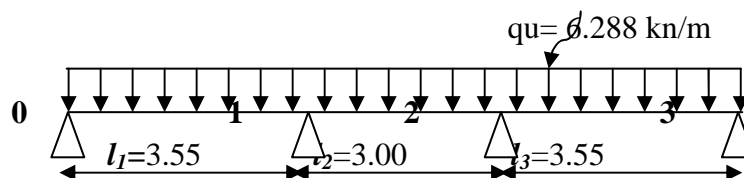
- Au niveau d'un appui « i », $T(x) = \frac{q \cdot l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$
 - Au niveau d'un appui « i+1 », $T(x) = -\frac{q \cdot l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$
- Les moments seront pris en valeur absolue.

N° travée	Longueur	$\frac{q \cdot l_{i+1}}{2}$	$\frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$	$T_i(x=0)$	$T_{i+1}(x=l_i)$
0-1	3.55	11.16	0.9151	12.08	-10.24
1-2	3.00	9.43	0.8263	10.26	-08.60
2-3	3.55	11.16	-4.0922	7.07	-15.25
3-4	4.80	15.09	0.00	15.09	-15.09
4-5	3.55	11.16	4.0922	15.25	-7.07
5-6	3.00	9.43	-0.8263	8.60	-10.26
6-7	3.55	11.16	-0.9151	10.24	-12.08

Tableau III.3: Calcul des efforts tranchants en travées et aux appuis.

- Le Plancher sous-sol à deux travées 3appuis :

$q_u = 6.288 \text{ kn/m}$



Coupe transversal de la poutrelle.

1) Calcul des moments aux appuis :

- L'appui 0 (i=0): $7.1M_0 + 3.55M_1 = -70.33$ 1
 L'appui 1 (i=1): $3.55M_0 + 13.1M_1 + 3M_2 = -112.77$ 2
 L'appui 2 (i=2): $3M_1 + 13.1M_2 + 3.55M_3 = -112.77$ 3
 L'appui 3 (i=3): $3.55M_2 + 7.1M_3 = -70.33$ 4

Sa forme matricielle est de:

$$\begin{Bmatrix} 7.10 & 3.55 & 0 & 0 \\ 3.55 & 13.1 & 3.00 & 0 \\ 0 & 3.00 & 13.1 & 3.55 \\ 0 & 0 & 3.55 & 7.10 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} M_0 \\ M_1 \\ M_2 \\ M_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -70.33 \\ -112.77 \\ -112.77 \\ -70.33 \end{Bmatrix}$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivantes; avec l'utilisation de logiciel "MATLEB" on aura :

$$M_0 = -7.1282 \text{ Kn/m} \quad M_1 = -5.3661 \text{ Kn/m} \quad M_2 = -5.3661 \text{ Kn/m} \quad M_3 = -7.1282 \text{ Kn/m}$$

2) Les moments en travée et appuis :

N° travée	$M_i(\text{Kn.m})$	$M_{i+1}(\text{Kn.m})$	$x \text{ (m)}$	$\mu_{(x)}$	$M_{t\max}(\text{KN.M})$
0-1	- 4.7521	-3.5774	1.828	9.897	5.75
1-2	-3.5774	-3.5774	1.5	7.074	3.50
2-3	-3.5774	-4.7521	1.722	9.897	5.75

Tableau III.4: Calcul des moments en travées et aux appuis .

3) Calcul des moments réduits en travées et aux appuis:

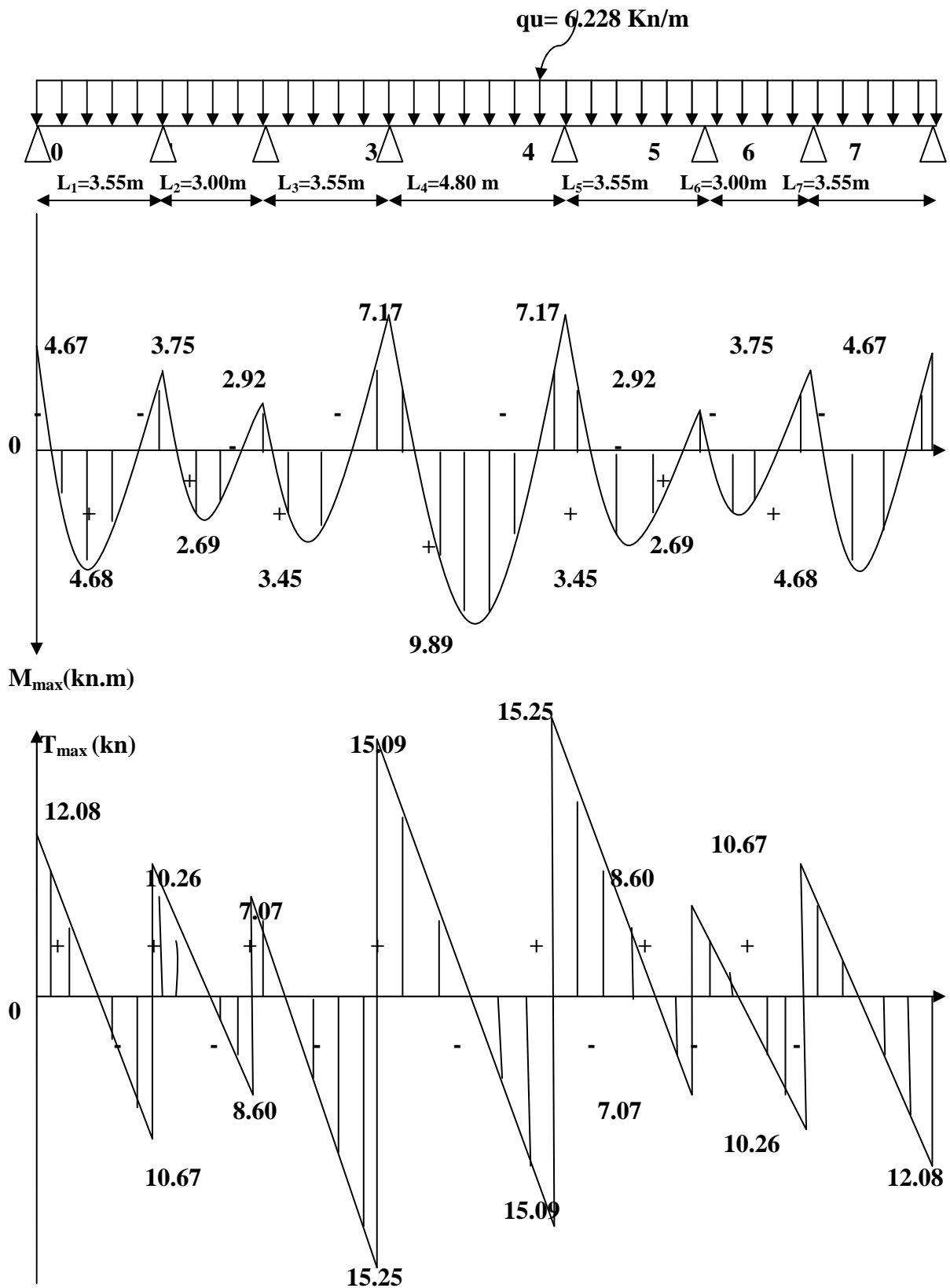
N° travée	$M_i (\text{KN.m})$	$M_{i+1}(\text{KN.m})$	$M_{t\max}(\text{KN.m})$
0-1	-3.1680	-2.3849	7.67
1-2	-2.3849	-2.3849	4.67
2-3	-2.3849	-3.1680	7.67

Tableau III.5: Calcul des moments réduits en travées et aux appuis.

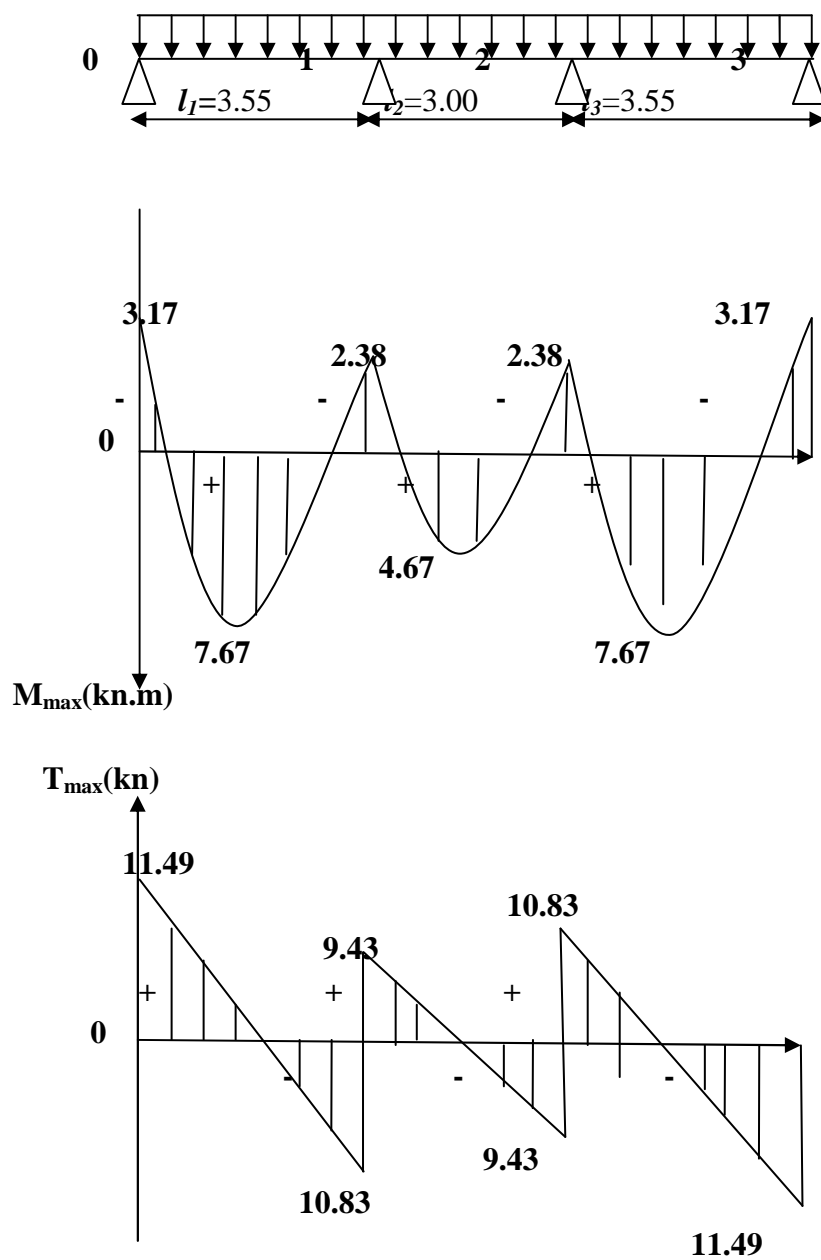
3) Les efforts tranchant :

N° travée	Longueur	$\frac{q \cdot Li + 1}{2}$	$\frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$	$T_i(x=0)$	$T_{i+1}(x=l_i)$
0-1	3.55	11.16	0.331	11.49	-10.83
1-2	3.00	9.43	0.00	09.43	-09.43
2-3	3.55	11.16	-0.331	10.83	-11.49

Tableau III.6: Calcul des efforts tranchants.



Diagrammes des moment et l'effort tranchant à L'ELU.



Diagrammes des moment et l'effort tranchant pour type 02 à L'ELU.

III.3.5 Ferrailage à l'ELU :**a) Armatures longitudinales :**

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t^{\max} = 9.89 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_a^{\max} = 7.02 \text{ KN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b = 65\text{cm}; b_0 = 12\text{cm}; h = 20\text{cm}; h_0 = 4\text{cm}; d = 18\text{cm}$$

➤ En travées :

$$M_t^{\max} = 9.89 \text{ KN.m}$$

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \quad \text{Avec: } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 7.42 \text{ KN.m} < M_t \Rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression} ;$$

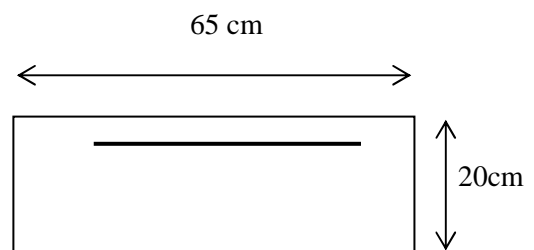
D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de $(65 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{9.89 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.033$$

$$\mu = 0,033 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,033 \rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9.89 \times 10^5}{0,983 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.6 \text{ cm}^2$$



$$\text{Soit : } A_t = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis

$$M_a^{\max} = 7.02 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{7.02}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0.127$$

$$\mu = 0,127 < \mu = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.127 \rightarrow \beta = 0.931$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{7.02 \times 10^3}{0,931 \times 18 \times 348} = 1.10 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_a = 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$$

b) Armatures transversales : [Art A.7.2 ,2/BAEL 91 modifie 99]

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_\ell; \frac{b_0}{10} \right\}$$

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

ϕ_ℓ : Diamètre des armatures longitudinales

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; 10; \frac{12}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \{0,571; 10; 1.2\}$$

$$\phi_t = 0,571 \text{ cm} \approx 6 \text{ mm}$$

On prend: $A_t = 2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2$

c) Espacement des armatures transversales:

$$S_t \leq \min \{0.9d; 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$ constant le long de la poutrelle, la section des armatures doit vérifier la condition suivante [Art A.5.1,23/BAEL 91 modifie 99] :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1.01 \times 400}{12 \times 15} = 2.24 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \text{ vérifiée}$$

III.3.6 Vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d f_{t28} / f_e = 0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1 / 400 = 0.26 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2$ ———> condition vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2$ ———> condition vérifiée.

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$T_u^{\max} = 15.25 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u^{\max} / b_0 d = 15.25 \times 10^3 / 120 \times 180$$

$$\tau_u = 0.706 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.706 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0.9 d \sum u_i \text{ avec } \sum u_i = n \times \Pi \times \Phi = 3.14 \times (3 \times 10) = 94.2 \text{ mm} :$$

$$\tau_{se} = \frac{15.25 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 0.999 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.999 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

\Rightarrow Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

➤ **L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :** (Art : A.5. 1. 313)

• **Sur le béton :**

$$\bar{V}^{\max}_u \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0,9 d b_0$$

$$\bar{V}^{\max}_u = 0,4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1.5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129,6 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 15.25 \text{ KN} < \bar{V}^{\max}_u = 129,6 \text{ KN}$$

➤ **Sur l'acier :**

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0,9 d} \right)$$

$$A_a = 1.57 \geq \frac{1,15}{400} \left(15.25 + \frac{7.02}{0,9 \times 18} \right) = 0.045$$

\Rightarrow condition vérifiée.

➤ **L'ancrage des barres :**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2.83 \text{ MPa}, \text{ avec } \psi_s = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \phi \frac{f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = 1,0 \times \frac{400}{4 \times 2,83} = 35.34 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } f_e \text{ E400, acier HA, } L_s = 40\phi \longrightarrow L_s = 35.34 \text{ cm}$$

On adopte des crochets à 45° avec $L_s = 0.4 L_s$

$$L_s = 0.4 \times 35.34 = 14.14 \text{ cm}$$

$$L_s = 15 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :** (BAEL 91 Art A.5.1.1)

$$V_{u \max} = 15.25 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{15.25 \times 10^3}{650 \times 180} = 0.130$$

$$\tau_u = 0.130 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{BAEL 91 Art 5.1.2.1.1})$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.15}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{4.35, 5 \text{ MPa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 4.35 \text{ MPa}$$

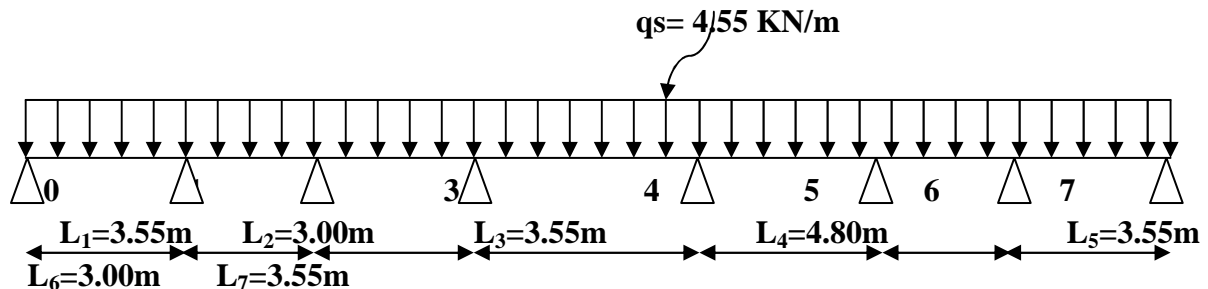
$$\tau_u = 0.130 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4.35 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.7 Calcul à l'ELS :

➤ Calcul de moment isostatique :

- Plancher a sept travées à 08 appuis :

$$q_s = 4.55 \text{ KN/m}$$



Coupe transversale de la poutrelle.

1) Calcul des moments aux appuis :

$$\begin{aligned}
 \text{L'appui 0 (i=0): } 7.1M_0 + 3.55M_1 &= -50.89 \dots\dots\dots 1 \\
 \text{L'appui 1 (i=1): } 3.55M_0 + 13.1M_1 + 3M_2 &= -81.60 \dots\dots\dots 2 \\
 \text{L'appui 2 (i=2): } 3M_1 + 13.1M_2 + 3.55M_3 &= -81.60 \dots\dots\dots 3 \\
 \text{L'appui 3 (i=3): } 3.55M_2 + 16.7M_3 + 4.8M_4 &= -176.69 \dots\dots\dots 4 \\
 \text{L'appui 4 (i=4): } 4.8M_3 + 16.7M_4 + 3.55M_5 &= -176.69 \dots\dots\dots 5 \\
 \text{L'appui 5 (i=5): } 3.55M_4 + 13.1M_5 + 3M_6 &= -81.60 \dots\dots\dots 6 \\
 \text{L'appui 6 (i=6): } 3M_5 + 13.1M_6 + 3.55M_7 &= -81.60 \dots\dots\dots 7 \\
 \text{L'appui 7 (i=7): } 3.55M_6 + 7.1M_7 &= -50.89 \dots\dots\dots 8
 \end{aligned}$$

Sa forme matricielle est de :

$$\begin{pmatrix}
 7.10 & 3.55 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 3.55 & 13.1 & 3.00 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 3.00 & 13.1 & 3.55 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 3.55 & 16.7 & 4.80 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 4.80 & 16.7 & 3.55 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 3.55 & 13.1 & 3.00 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3.00 & 13.1 & 3.55 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3.55 & 7.10
 \end{pmatrix}
 \begin{Bmatrix}
 M_0 \\
 M_1 \\
 M_2 \\
 M_3 \\
 M_4 \\
 M_5 \\
 M_6 \\
 M_7
 \end{Bmatrix}
 =
 \begin{Bmatrix}
 -50.89 \\
 -81.60 \\
 -81.60 \\
 -176.69 \\
 -176.69 \\
 -81.60 \\
 -81.60 \\
 -50.89
 \end{Bmatrix}$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivantes; avec l'utilisation de logiciel "MATLEB" on aura :

$$\begin{aligned}
 M_0 &= -5.1127 \text{ KN/m} & M_4 &= -7.6897 \text{ KN/m} \\
 M_1 &= -4.1097 \text{ KN/m} & M_5 &= -3.2042 \text{ KN/m} \\
 M_2 &= -3.2042 \text{ KN/m} & M_6 &= -4.1097 \text{ KN/m} \\
 M_3 &= -7.6897 \text{ KN/m} & M_7 &= -5.1127 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

2) Calcul des moments en travée :

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M_{(x)} = \mu_{(x)} + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

$$\text{Avec: } \mu_{(x)} = \frac{q l}{2} x - \frac{q}{2} x^2 = q \frac{x}{2} (l - x)$$

X : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :

$$x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q l_i}$$

N° travée	L_i (m)	$\frac{L_i}{2}$ (m)	M_i (kn.m)	M_{i+1} (kn.m)	$M_{i+1}-M_i$ (kn.m)	q_u (kn/ml)	$q_u \cdot l_i$ (kn)	x (m)	$\mu_{(x)}$	M_{\max} (KN.m)
0-1	3.55	1.77	-5.11	-4.11	1.00	4.55	16.15	1.83	7.1 6	2.57
1-2	3.00	1.50	-4.11	-3.20	0.90	4.55	13.65	1.56	5.1 1	1.47
2-3	3.55	1.77	-3.20	-7.69	-4.48	4.55	16.15	1.49	6.9 9	1.90
3-4	4.80	2.40	-7.69	-7.69	0	4.55	21.84	2.40	13. 10	5.41
4-5	3.55	1.77	-7.69	-3.20	4.48	4.55	16.15	2.05	6.9 9	1.90
5-6	3.00	1.50	-3.20	-4.11	-0.90	4.55	13.65	1.43	5.1 1	1.47
6-7	3.55	1.77	-4.11	-5.11	-1.00	4.55	16.15	1.71	7.1 6	2.57

Tableau III.6: Calcul des moments en travées.

Remarque :

- Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :
- Augmentation de 1/3 pour les moments en travée.
- Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

N° travée	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	$M_{i\max}$ (KN.m)
0-1	-3.4085	-2.7398	3.43
1-2	-2.7398	-2.1361	1.96
2-3	-2.1361	-5.1265	2.53
3-4	-5.1265	-5.1265	7.21
4-5	-5.1265	-2.1361	2.53

5-6	-2.1361	-2.7398	1.96
6-7	-2.7398	-3.4085	3.43

Tableau III.7: Calcul des moments réduits en travées et aux appuis.

3) Calcul des efforts tranchant :

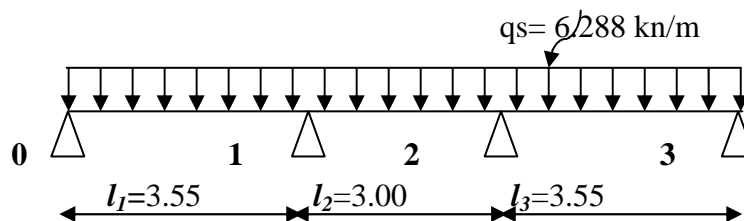
- Au niveau d'un appui « i », $T(x) = \frac{q \cdot l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$
 - Au niveau d'un appui « i+1 », $T(x) = -\frac{q \cdot l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$
- Les moments seront pris en valeur absolue.

N° travée	Longueur	$\frac{q \cdot l_{i+1}}{2}$	$\frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$	$T_i(x=0)$	$T_{i+1}(x=l_i)$
0-1	3.55	8.08	0.1884	8.27	-7.89
1-2	3.00	6.83	0.2012	7.03	-6.63
2-3	3.55	8.08	-0.8424	7.24	-8.92
3-4	4.80	10.92	0.00	10.92	-10.92
4-5	3.55	8.08	0.8424	8.92	-7.24
5-6	3.00	6.83	-0.2012	6.63	-7.03
6-7	3.55	8.08	-0.1884	7.89	-8.27

Tableau III.8: Calcul des efforts tranchants en travées et aux appuis.

- Le Plancher sous-sol à deux travées 3appuis :

$q_u = 6.288 \text{ kn/m}$



Coupe transversal de la poutrelle.

1) Calcul des moments aux appuis :

- L'appui 0 (i=0): $7.1M_0 + 3.55M_1 = -70.33$ 1
 L'appui 1 (i=1): $3.55M_0 + 13.1M_1 + 3M_2 = -112.77$ 2
 L'appui 2 (i=2): $3M_1 + 13.1M_2 + 3.55M_3 = -112.77$ 3
 L'appui 3 (i=3): $3.55M_2 + 7.1M_3 = -70.33$ 4

Sa forme matricielle est de:

$$\begin{Bmatrix} 7.10 & 3.55 & 0 & 0 \\ 3.55 & 13.1 & 3.00 & 0 \\ 0 & 3.00 & 13.1 & 3.55 \\ 0 & 0 & 3.55 & 7.10 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} M_0 \\ M_1 \\ M_2 \\ M_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -50.89 \\ -81.60 \\ -81.60 \\ -50.89 \end{Bmatrix}$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivantes; avec l'utilisation de logiciel "MATLEB" on aura :

$$M_0 = -5.2076 \text{ Kn/m} \quad M_1 = -3.9201 \text{ Kn/m}$$

$$M_2 = -3.9201 \text{ Kn/m} \quad M_3 = -5.2076 \text{ Kn/m}$$

2) Les moments en travée et appuis :

Nº travée	$M_i(\text{Kn.m})$	$M_{i+1}(\text{Kn.m})$	$x \text{ (m)}$	$\mu_{(x)}$	$M_{t\max}(\text{KN.M})$
0-1	-5.2076	-3.9201	1.855	7.153	2.62
1-2	-3.9201	-3.9201	1.5	5.119	1.20
2-3	-3.9201	-5.2076	1.695	7.153	2.62

Tableau III.9: Calcul des moments en travées et aux appuis .

3) Calcul des moments réduits en travées et aux appuis:

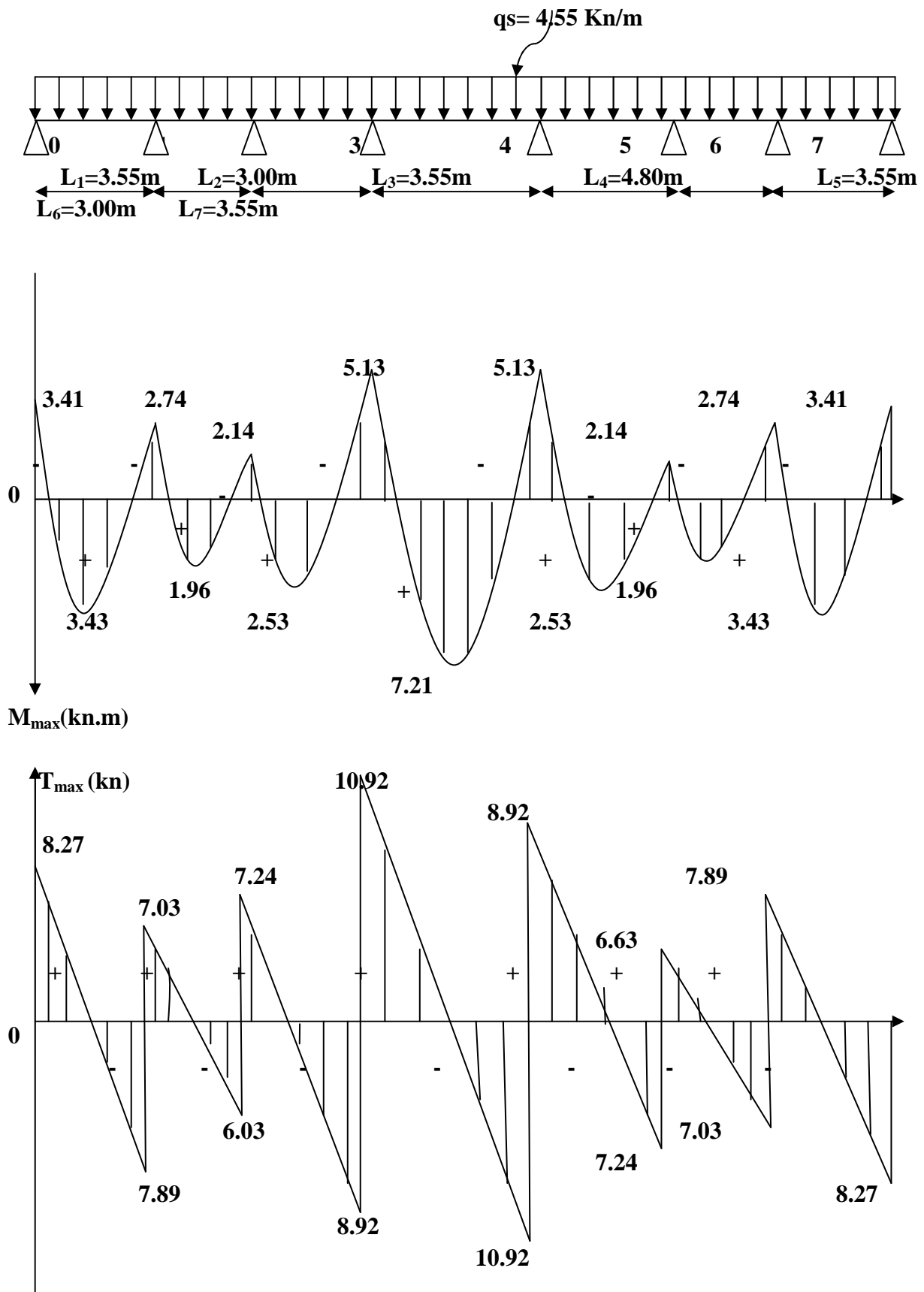
Nº travée	$M_i (\text{KN.m})$	$M_{i+1}(\text{KN.m})$	$M_{t\max}(\text{KN.m})$
0-1	-3.4717	-2.6134	3.49
1-2	-2.6134	-2.6134	1.60
2-3	-2.6134	-3.4717	3.49

Tableau III.10: Calcul des moments réduits en travées et aux appuis.

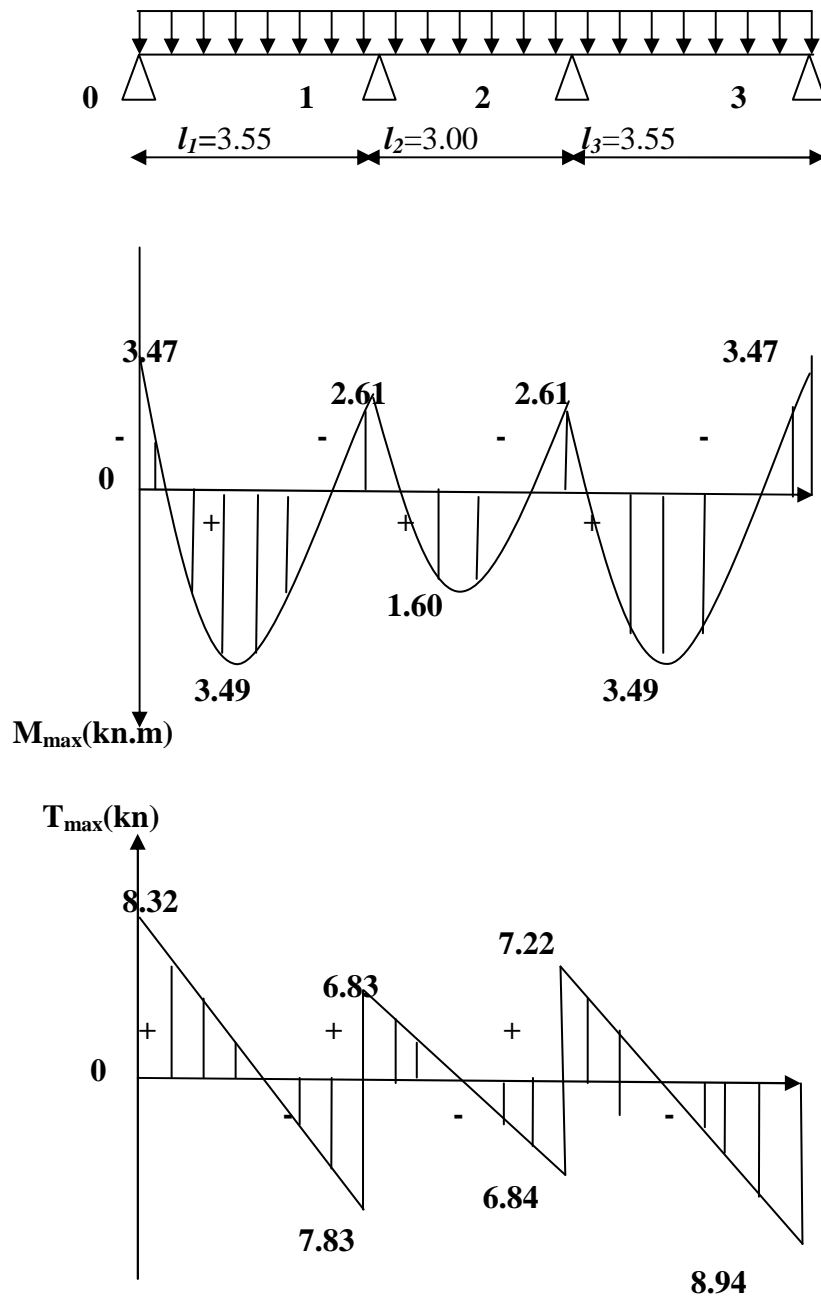
4) Les efforts tranchant :

Nº travée	Longueur	$\frac{q \cdot l_{i+1}}{2}$	$\frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$	$T_i(x=0)$	$T_{i+1}(x=l_i)$
0-1	3.55	8.08	0.242	8.32	-7.84
1-2	3.00	6.83	0.00	6.83	-6.83
2-3	3.55	8.08	-0.858	7.22	-8.94

Tableau III.11: Calcul des efforts tranchants.



Diagrammes des moment et l'effort tranchant à L'ELS.



Diagrammes des moment et l'effort tranchant pour type 02 à L'ELS.

III.7.10 Vérification à l'E.L.S :**a) Etat limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations étant peu préjudiciables, Aucune vérification n'est à effectuer.

b) Etat limite de résistance à la compression du béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

➤ En travée

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.088$$

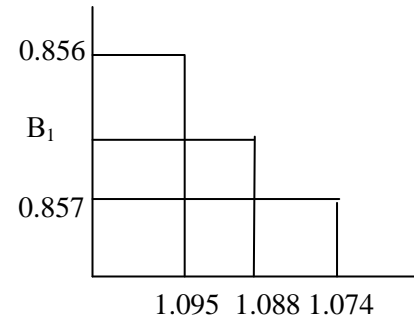
Par Interpolation on trouve :

$$\beta_1 = 0.856 \longrightarrow \alpha_1 = 0.432$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.432}{15(1 - 0.432)} = 0.0507$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{7.21 \times 10^6}{0.856 \times 18 \times 2.35 \times 10^3} = 199.123 \text{ MPa}$$

$$K \cdot \sigma_s = 10.09 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**➤ Sur appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.727$$

$$\beta_1 = 0.876 (\text{avec l'interpolation}) \rightarrow \alpha_1 = 0.369$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{5.13 \times 10^6}{0.876 \times 18 \times 1.57 \times 10^3} = 207.22 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.369}{15(1 - 0.369)} = 0.03898$$

$$K \cdot \sigma_s = 8.08 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

c) Etat limite de déformation : (Vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51) :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_c}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{480} = 0.042 < \frac{1}{16} = 0.062$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

➤ **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4800}{500} = 9.6 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

• **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 A_s$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 2.35$$

$$B_0 = 487.25 \text{ cm}^2$$

• **Calcul de V_1 et V_2 :**

Moment statique de section homogénéisée par rapport à $\bar{x}\bar{x}$:

$$S_{/xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s d$$

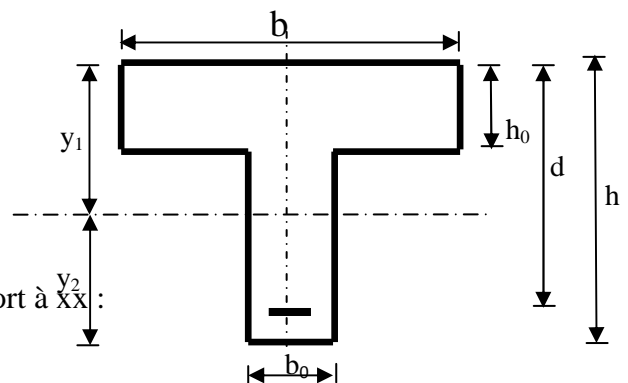
$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18 = 3458.5 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.10 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.10^3 + 12.9^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.10 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.35 (12.9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20021.05 \text{ cm}^2$$



- Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.01088$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.01088} = 1.51$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0.67 ; 0 \} = 0.67$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1.1 \times 20021.05}{1 + 1.51 \times 0.67} = 10947.53 \text{ Cm}^4$$

D'où la flèche

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{7.21 \times 2.35^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 10947.53 \times 10^{-8}} = 0.00336 \text{ m} = 3.36 \text{ mm} < \bar{f} = 9.6 \text{ mm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

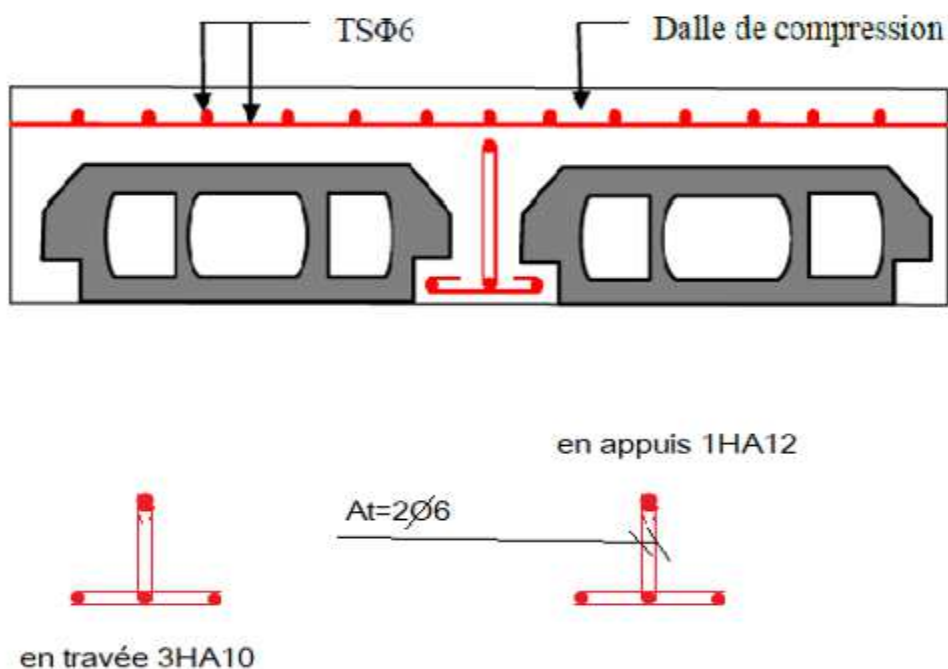


Figure III.7: ferrailage du plancher.

III.4 Calcul des balcons:**III.4.1 Introduction :**

L'ouvrage qu'on étudie comporte des balcons et vu l'importance des charges qui agissent sur lui, on a opté à les faire en dalle pleine.

Le balcon est assimilé à une console encastré à une extrémité, réalisé en dalle pleine et coulée sur place.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

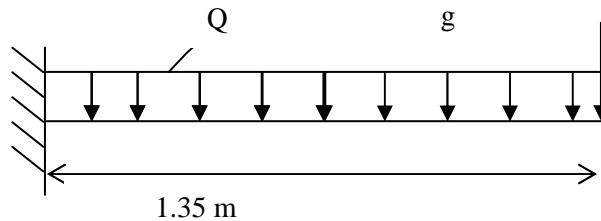


Figure III.8: Schéma statique du balcon.

G : charge permanente uniformément répartit due au poids propre de la dalle pleine

Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

g : charge verticale concentré due à l'effet du poids propre du garde corps en brique

III.4.2 dimensionnement des balcons :

Pour les dalles pleines reposant sur un seul appui, leur épaisseur est déterminée comme suit :

$$e_p = L/10 \quad e_p = \frac{1.35}{10} = 0.135 \text{ m}$$

On opte pour une épaisseur : $e_p = 15 \text{ cm}$

III.4.3 Détermination des charges et surcharge du balcon :

Nous considérons une bande d'1 m de largeur

- **Charge permanente :** charge due à la dalle en béton armé (déterminé dans le chapitre II)

$$G = 5.55 \text{ KN/m}^2$$

- **surcharge d'exploitation :** $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

- **Charge concentrée :** $g = 1.62 \text{ KN/m}^2$

Elément	Charge permanente	Résultats (KN/m ²)
Brique ($e_p = 0.1\text{m}$)	9×0.1	0.9
Enduit de ciment ($e_p = 2 \text{ cm}$)	$18 \times 0.02 \times 2$	0.72
g		1.62

Tableau III.9: Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde corps.

III.4.4 Combinaison de charge :**a) A L'ELU :****➤ La dalle :**

$$q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) \times 1 \text{ m} = (1.35 \times 5.55 + 1.5 \times 3.5) \times 1 \text{ m}$$

$$q_{u1} = 12.74 \text{ KN/ml}$$

➤ Le garde corps :

$$q_{u2} = (1.35 \times g) \times 1 \text{ m} = (1.35 \times 1.62) \times 1 \text{ m}$$

$$q_{u2} = 2.19 \text{ KN/ml}$$

b) A L'ELS :**➤ La dalle**

$$q_{s1} = (G + Q) \times 1 \text{ m} = (5.55 + 3.5) \times 1 \text{ m}$$

$$q_{s1} = 9.05 \text{ KN/ml}$$

➤ Le garde corps

$$q_{s2} = g = 1.62 \text{ KN/m}$$

III.4.5 Calcul des moments de l'encastrement :**➤ Le moment provoqué par la charge q_{u1} est :**

$$M_{U1} = q_u \frac{l^2}{2} = 12.74 \times \frac{1.35^2}{2}$$

$$M_{U1} = 11.60 \text{ KN.m}$$

➤ Le moment provoqué par la surcharge q_{u2} est :

$$M_{U2} = q_u \times l = 2.19 \times 1.35$$

$$M_{U2} = 2.95 \text{ KN.m}$$

➤ Le moment total :

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 11.60 + 2.95 = 14.55 \text{ KN.m.}$$

$$M_u = 14.55 \text{ KN.m}$$

➤ Moments fléchissant :**• Le moment provoqué par la charge q_{s1} est :**

$$M_{qs1} = q_{s1} \frac{l^2}{2} = 9.05 \times \frac{1.35^2}{2}$$

$$M_{qs1} = 8.24 \text{ KN.m}$$

• Le moment provoqué par la charge q_{s2} est :

$$M_{qs2} = q_{s2} \times l = 1.62 \times 1.35 = 2.187 \text{ KN.m}$$

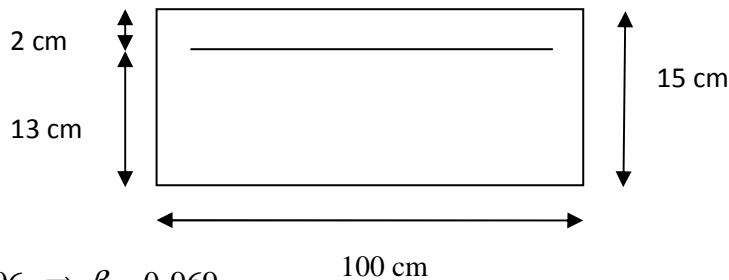
• Le moment total agissant aura la valeur :

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} = 8.24 + 2.187 = 10.427 \text{ KN.m}$$

III.4.6 Ferrailage :**➤ Les armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14.55 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0606 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires



$$\mu = 0.0606 \Rightarrow \beta = 0.969$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14.55 \times 10^3}{0.969 \times 13 \times 348} = 3.32 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA12 = 4.52 cm² Avec un espacement S_t = 25 cm

➤ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte 4HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

III.4.7 Vérifications à l'ELU :

➤ **Conditions de non fragilité : (A.4.2,1/BAEL91 modifié 99)**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 4.03 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'entraînement des barres : (A.6.1,3/BAEL91 modifié 99)**

$$V_u = q_{u1} + G_1 = 12.74 \times 1.35 + 1.62 = 18.81 \text{ KN.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\Sigma u_i = 3.14 \times 4 \times 1.2 = 15.07 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{18.81 \times 10}{0.9 \times 13 \times 15.07} = 1.07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement : (A.5.1,2/BAEL91 modifié 99)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec} \quad \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{18.81 \times 10}{100 \times 13} = 1.44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié 99)**

Armatures principales : S_t = 25 cm < min (3h ; 33cm) = 33 cm. → Condition vérifiée.

Armatures secondaires : S_t = 25 cm < min (4h ; 45cm) = 45 cm. → Condition vérifiée.

III.4.8 Vérification à l'ELS :

Etat limite d'ouverture de la fissure :

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable, alors aucune vérification n'est nécessaire.

➤ Etat limite de compression de béton :

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

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} = 0.376 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.905 \\ K_1 = 37.79 \end{cases}$$

$$k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{37.79} = 0.026$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{10.427 \times 10^6}{0.905 \times 120 \times 452} = 212.41 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s = 0.026 \times 212.41 = 5.52 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ La condition est vérifiée alors, il n'y a pas de fissuration dans le béton Comprimée.

• Longueur de scellement :

La longueur de scellement droit est donnée par :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm.} \quad \text{Soit : } l_s = 45 \text{ cm}$$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$L_r = 0.4 L_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

On adopte : $L_r = 18 \text{ cm}$.

III.4.9 Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche:

$$1/ \frac{e}{L} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow \frac{15}{135} = 0.111 \geq \frac{1}{22,5} = 0.044 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{e}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_u} \rightarrow \frac{15}{135} = 0.111 \geq \frac{10.427}{10(14.55)} = 0.071 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 12} = 0.0037 \leq \frac{3,6}{400} = 0.009 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

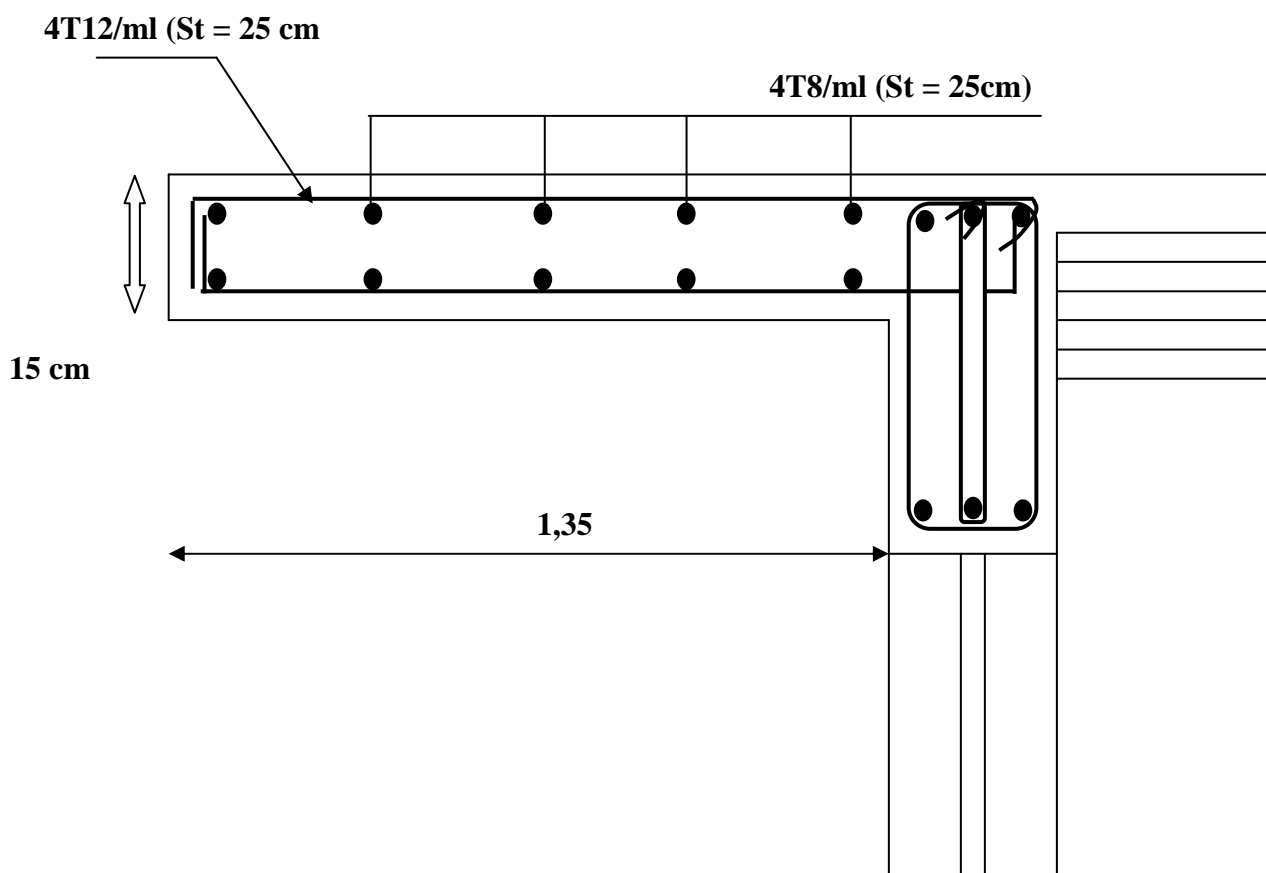


Figure III.9: Ferrailage du balcon.

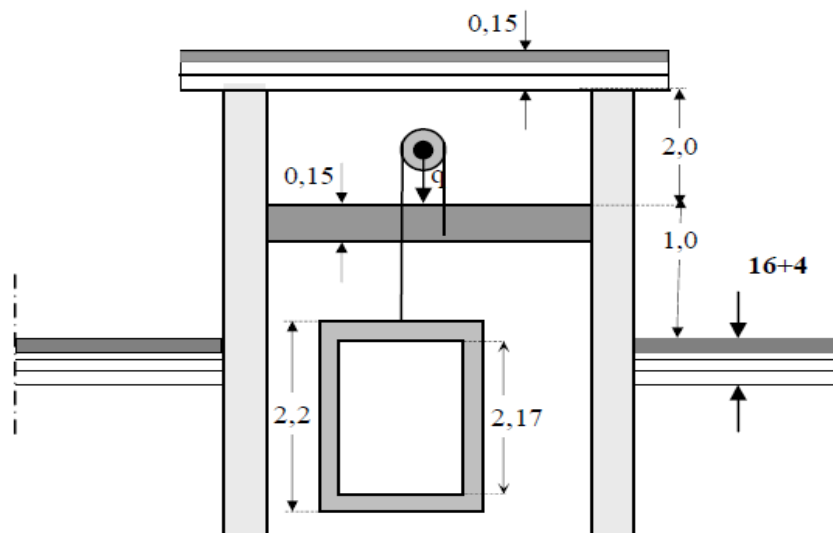
III.5 ETUDE DE L'ASCENSEUR :

L'ouvrage est muni d'une seule cage d'ascenseur en béton armé, avec une vitesse d'entraînement $V=1$ m/s et une dalle pleine de surface égale à 5.04m^2 (2.10×2.40), reposant sur 4 appuis.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à une charge localisée au centre du panneau estimée à 9 tonnes, transmise par le système de levage de l'ascenseur et de la cabine chargée.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant les deux sens.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

**5.1 Calcul de la dalle pleine:**

$LX = 210$ m ; $LY = 2.40$ m ; $S = 5.04$ m²

a) Epaisseur de la dalle :

On a :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.10}{2.40} = 0,875 ; \quad 0,4 < \rho = 0,875 < 1$$

Donc, la dalle travaille dans les deux sens. Son épaisseur est déterminée à partir de la condition suivante :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t \geq \frac{l_x}{30}$

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{210}{30} = 7\text{cm}.$$

NB :

Le RPA99 version 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12\text{cm}$; on adopte une hauteur :

$h_t = 15\text{cm}$.

b) Calcul de U et V (dimensions du rectangle de diffusion) :

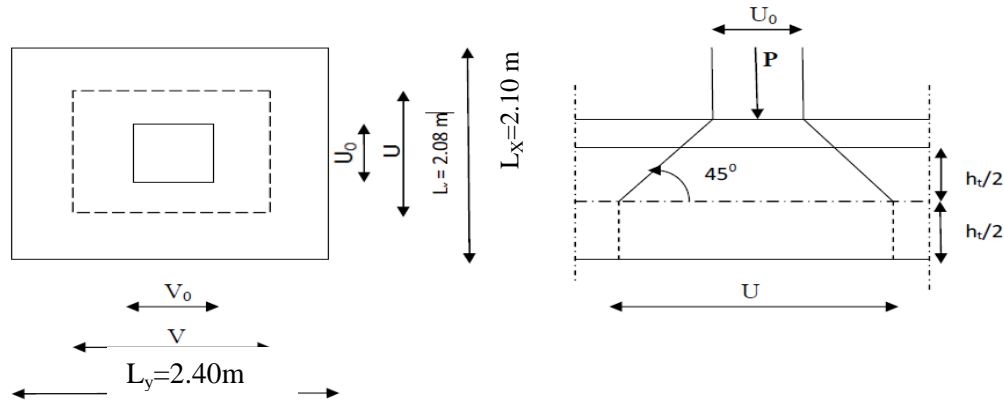


Fig III.5.1: Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.

$$\begin{cases} U = U_0 + e.K + h_0 \\ V = V_0 + e.K + h_0 \end{cases}$$

Avec :

e : Epaisseur du revêtement ($e = 4\text{cm}$)

h : hauteur de la dalle ($h = 15\text{cm}$)

K: Revêtement aussi solide que le béton ($K = 2$).

$U_0 = V_0 = 80\text{cm}$ (côté du rectangle dans laquelle q est concentrée).

$$\begin{cases} U = 80 + (4 \cdot L_y = 1,70\text{m}) = 1,70\text{m} \\ V = 80 + (4 \times 2) + 15 = 103\text{cm} \end{cases}$$

c) Calcul des efforts :

➤ **Les moments M_x , M_y dû au système de levage :**

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) q$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) q$$

Avec :

$$\nu \square\square: \text{Coefficient de poisson} \Rightarrow \begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0,2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de $(\rho; \frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD.

Après l'interpolation:

$$\left. \begin{aligned} \rho &= \frac{l_x}{l_y} = \frac{210}{240} = 0,875 \\ \frac{U}{l_x} &= \frac{103}{210} = 0,5 \\ \frac{V}{l_y} &= \frac{103}{240} = 0,4 \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_1 = 0,105 \text{ et } M_2 = 0,088$$

A l'ELU: $M_{x1} = q M_1$
 $M_{y1} = q M_2$

Avec :

$$q = 1,35 P = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 121,5 \times 0,105 = 12.758 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = 121,5 \times 0,088 = 10.692 \text{ KNm}$$

d) Les moments dûs aux poids propre de la dalle pleine (M_{x2} et M_{y2}):

$$\mu_x = 0,0478$$

$$\mu_y = 0,740$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

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

$$\text{Poids de la dalle: } G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2$$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,563 \text{ KN/m}^2$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_{x2} &= 0,0478 \times 6,563 \times (2,10)^2 = 1.383 \text{ KN.m} \\ M_{y2} &= 0,649 \times 1.383 = 0,898 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

e) Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12.758 + 1.383 = 14.14 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10.692 + 0.898 = 11.59 \text{ KN.m}$$

5.2 Ferrailage:

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire :

• **Aux appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 14.14 = 4.242 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4.242 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,018 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\longrightarrow \beta = 0,991$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4.242 \cdot 10^3}{0,991 \times 13 \times 348} = 0,95 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } St = 25 \text{ cm.}$$

➤ Dans le sens de la petite portée X-X :

- En travée :

$$M_t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 14,14 = 12,02 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{12,02 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0501 < 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\longrightarrow \beta = 0,973$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{12,02 \cdot 10^3}{0,973 \times 13 \times 348} = 2,73 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3,14 cm² Avec : St = 25 cm

➤ Dans le sens de la grande portée Y-Y :

- En travée :

$$M_t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 11,59 = 9,85 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9,85 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,041 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9,85 \cdot 10^3}{0,979 \times 13 \times 348} = 2,22 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3,14 cm² Avec : St = 25 cm.

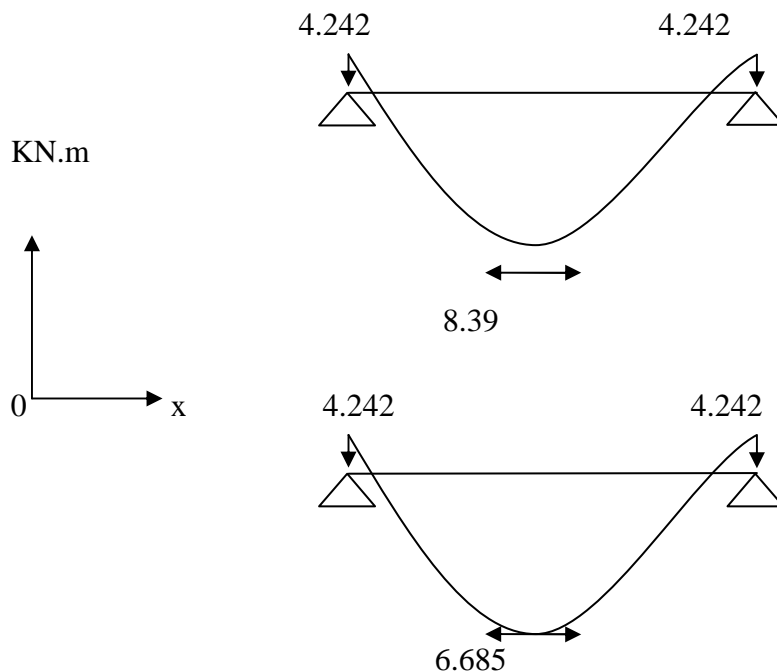


Figure III.10: Diagramme des moments fléchissant.

5.2 Vérification à L'ELU:**a) Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :**

$$\rho_x = \frac{A_{St}}{b \times h_t} \geq \rho_0 \frac{(3 - \frac{l_x}{l_y})}{2}$$

$$A_{ST} \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} (3 - \frac{l_x}{l_y})$$

ρ_0 : taux d'armatures dans chaque direction : $\rho_0 = 0,80 \text{ ‰}$

$$A_{ST} \geq 0,0008 \times 100 \times \frac{15}{2} (3 - \frac{210}{240}) = 1,275 \text{ cm}^2$$

$$A_{ST} = 3,14 \text{ cm}^2 \geq 1,285 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91) :

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser $2h$ et 25cm .

$$S_t = 25\text{cm} \leq (2h = 30\text{cm}, 25\text{cm}) \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser $3h$ et 33cm .

$$S_t = 25\text{cm} \leq (3h = 45\text{cm}, 33\text{cm}) \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c) Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42) :

$$q_u \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_u : charge de calcul à L'ELU

h_t : épaisseur totale de la dalle

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(103+103) = 412\text{cm} = 4,12\text{m}$$

$$Q = 0,045 \times 4,12 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 463,5 \text{ KN}$$

$$q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN} < Q = 463,5 \text{ KN} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d) Vérification des contraintes tangentielles :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge :

on a $U = V$, alors :

$$\text{➤ Au milieu de } U : T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V + U} = \frac{121,5}{2 \times 1,03 + 1,03} = 39,32t$$

$$\text{Avec : } P = 1,35 G = 121,5 \text{ KN}$$

➤ Au milieu de V : $T_{\max} = Vu = \frac{P}{3U} = \frac{121,5}{3 \times 1,03} = 39.32t$

$$\tau = \frac{V_u}{bd} \leq \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) ;$$

$$\bar{\tau} = \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa (La fissuration est peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{39.32 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,302 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

5-4 Vérification à l'ELS :

➤ **Moments engendrés par le système de levage :**

$$M_1 = 0.105 ; M_2 = 0.088$$

$$M_{X1} = (M_1 + V M_2) q_s .$$

$$M_{Y1} = (M_2 + V M_1) q_s .$$

$$q_s = G + Q = 90 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{X1} = 90(0.105 + 0.2 \times 0.088) = 11.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{Y1} = 90(0.088 + 0.2 \times 0.105) = 9.81 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment engendré par le poids propre de la dalle :**

$$q_s = G + Q = (25 \times 0,15) + 1 = 4,75 \text{ KN/m}^2 .$$

$$\rho = 0,875 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0549 \\ \mu_y = 0,818 \end{cases}$$

$$M_{X2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0549 \times 4,75 \times (2.10)^2 = 1.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{Y2} = \mu_y \times M_{X2} = 0.818 \times 1.15 = 0,941 \text{ KN.m.}$$

➤ **Superposition des moments :**

$$M_x = M_{X1} + M_{X2} = 11.03 + 1.15 = 12.18 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = M_{Y1} + M_{Y2} = 9.81 + 0,941 = 10.75 \text{ KN.m.}$$

➤ **Correction des moments :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en leur effectuant le coefficient 0.85 en travée et 0.3 aux appuis.

- **Sens x-x :**

$$\begin{cases} M_x^a = 0,3M_x \\ M_x^t = 0,85M_x \end{cases}$$

- **Sens y-y:**

$$\begin{cases} M_y^a = 0,3M_y \\ M_y^t = 0,85M_y \end{cases}$$

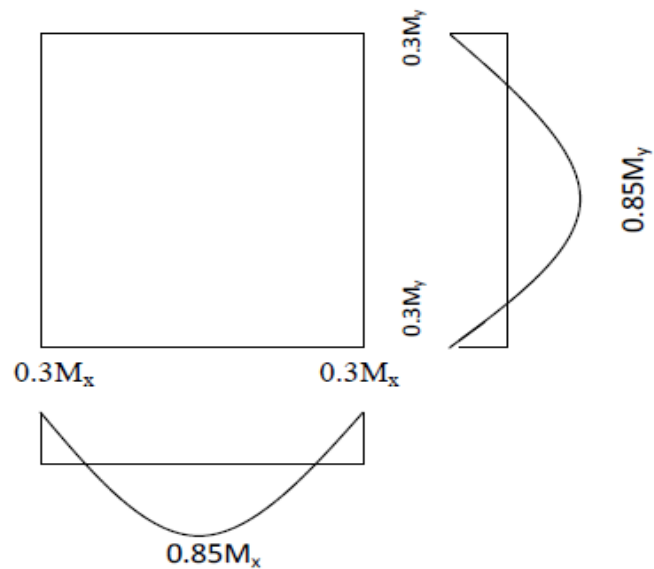


Figure III.11: correction des moments aux appuis et en travée.

a) **Ferraillage :**

• **Aux appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 12,18 = 3,65 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3,65 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0152 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3,65 \cdot 10^3}{0,992 \times 13 \times 348} = 0,81 \text{ cm}^2$$

➤ **Dans le sens de la petite portée X-X :**

• **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 12,18 = 10,35 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{10,35 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0431 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{10,35 \cdot 10^3}{0,978 \times 13 \times 348} = 2,34 \text{ cm}^2$$

Conclusion : les armatures trouvées a E.L.S sont inferieurs a celle adoptées a E.L.U donc Les armatures adoptées à l'E.L.U sont suffisantes.

➤ **Dans le sens de la grande portée Y-Y :**

• **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 10.75 = 9.14 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9.14 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,038 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9.14 \cdot 10^3}{0,981 \times 13 \times 348} = 2.06 \text{ cm}^2$$

Conclusion : les armatures trouvées a E.L.S sont inferieurs a celle adoptées a E.L.U donc Les armatures adoptées à l'E.L.U sont suffisantes.

b) Contrainte de compression dans le béton :

• **Aux appuis** $Ma = 3.65 \text{ KN.m}$.

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times Aa}{bd} = \frac{100 \times 0.81}{100 \times 13} = 0,062 \Rightarrow k = 101.3 \text{ et } \beta = 0.957.$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d Aa} = \frac{3.65 \times 10^6}{0,957 \times 130 \times 0.81 \times 10^2} = 362.20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{362.20}{101.3} = 3.58 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens x-x**

• **En travée** $Mt = 10.35 \text{ KN.m}$

On doit vérifier

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times At}{bd} = \frac{100 \times 2.34}{100 \times 13} = 0,18 \Rightarrow k = 57.46 \text{ et } \beta = 0.931.$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 d At} = \frac{10.35 \times 10^6}{0,931 \times 130 \times 2.34 \times 10^2} = 365.45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{365.45}{57.46} = 6.36 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Sens y-y

- En travée $M_t = 9.14 \text{ KN.m}$

On doit vérifier

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 2.06}{100 \times 13} = 0.158 \Rightarrow k = 60.76 \text{ et } \beta = 0.934.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{9.14 \times 10^6}{0.934 \times 130 \times 2.06 \times 10^2} = 365.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{365.41}{60.67} = 6.02 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la flèche :

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\text{a) } \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{ts}}{20M_{0s}} \quad ; \quad \text{b) } \frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

-) h : Hauteur de la dalle.

-) M_{tx} : Moment en travée dans le sens (xx).

-) M_{0s} : Moment isostatique de référence dans la direction de l_x pour une largeur de bande de 1m.

-) A_x : Section d'armatures tendues par 1 m de largeur.

-) b : Largeur de la bande égale à 1m.

-) d : Hauteur utile de la bande.

$$\text{a) } \frac{h}{l_x} = \frac{15}{210} = 0.071 \geq \frac{M_{ts}}{20M_{0s}} = \frac{0.85 \times M_x}{20M_x} = \frac{0.85}{20} = 0.0425 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{b) } \frac{A_x}{bd} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.

d) Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

Conclusion :

Les armatures calculées a l'ELU sont justifiées, qui sont récapitulées comme suit :

Dans les deux sens (x-x et y-y)

En travée : **4HA10** (3.14 cm²).
Aux appuis : **4HA8** (2.01 cm²).

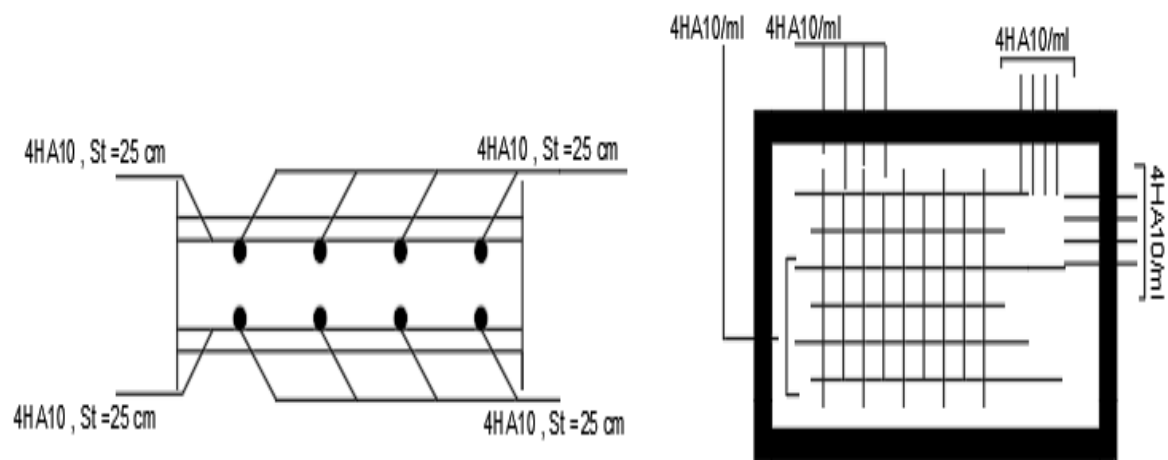


Figure III.12: Ferrailage de la dalle de la salle machine.

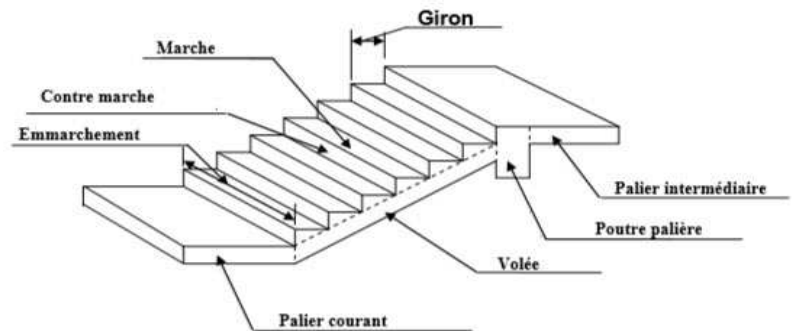
III. 6 Les escaliers :

III.6.1 Introduction :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à l'autre d'une construction. Ils sont soumis à leur poids propre et aux surcharges.

Les escaliers sont aussi composés de paliers et de marches assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques et sont calculés à la flexion simple. En considérant la section à ferriller comme une section rectangulaire de largeur 1m et de hauteur H.

III.6.2 Terminologie:



- La marche : est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- La contre marche : est la partie verticale entre deux marches.
- Nez de marche : est l'intersection de la marche et la contre marche, est parfois saillie sur la contre marche.
- La hauteur de la marche « h » : est la différence de niveau entre deux marches successives.
- Le giron : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre Marches, il y a une valeur constante, de 28 cm au minimum.
- Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$
- Une volée : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.
- Un palier : est la plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
 - g : Largeur de la marche.
 - h : Hauteur de la contre marche.
 - e : épaisseur de la paillasse et de palier.
 - H : hauteur de la volée.
 - l : portée de la paillasse.
 - L_2 : largeur du palier.
 - L_1 : longueur de la paillasse projetée.
 - L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier.

III.6.1 : Pré dimensionnement de l'escalier :

Les escaliers seront pré dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** en tenant compte des dimensions données sur le plant.

III.6.1.1 : marche et contre marche :

$$59 \leq 2h + g \leq 64 \quad [\text{cm}]$$

Ou : h : la hauteur de la contre marche $14 \leq h \leq 18 \quad [\text{cm}]$

g : le giron $28 \leq g \leq 32 \quad [\text{cm}]$

On adopte : $h=17\text{cm}$

III.6.1.2 : Le nombre de contre marche (n) est donné par :

$$n = H/h$$

Pour le RDC $H = 4,08\text{m}$

$$\text{Alors : } n = 4,08 / 0,17 = 24$$

On prend la hauteur des marches $h=17\text{cm}$

On a deux volées, et un palier intermédiaire

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

Le nombre de marche est pris comme suite $m=n-1=9-1=8$ marches

La relation empirique de BLONDEL qui lie h et g et qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable.

III.6.1.3 : Calcul du giron :

Le giron $\ll g \gg$ est donné par la formule suivante : $g = L_1 / (n-1)$

On a : $L_1 = 2,40\text{m}$, $L_2 = 1,65\text{m}$

$$L_1 = 2,40\text{m} \Rightarrow g = 2,4 / 8 = 0,3\text{m} \Rightarrow g = 30\text{cm}$$

- Vérification de la relation BLONDEL

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64\text{cm}$$

On remarque bien que $59 \leq 64 \leq 64 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifier

a. Pré dimensionnement de la paillasse et du palier de repos :

b. Il se fera de la même manière qu'une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités dont l'épaisseur (e_p) de la paillasse et du palier est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

$$\sin \alpha = \frac{H}{L_p} = \frac{153}{240} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,51$$

$$L_p = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{0,843} = 285\text{cm}$$

➤ Longueur réelle :

- Volée :

$$L_0 = L_p + L_2 = 285 + 165 = 450\text{cm}$$

$$\text{D'où : } \frac{465}{30} \leq e_p \leq \frac{465}{20} \Rightarrow 15\text{cm} \leq e_p \leq 22,5\text{cm}$$

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

III.6.2 : Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de projection horizontale, considérant une poutre simplement appuyée aux endroits des deux paliers.

Charge permanente :

Paillasse :

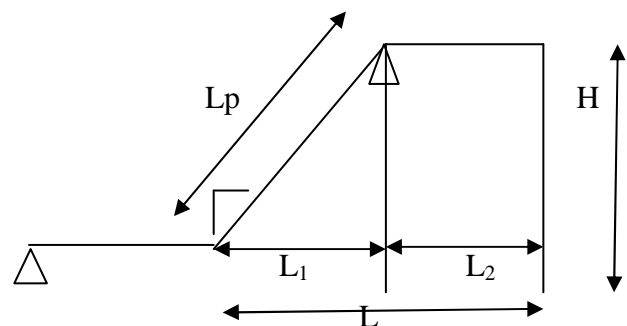


Fig. III.13: Schéma statique.

Eléments	Poids propre [KN/m ²]
Paillasse	$25 \times \frac{0,20}{\cos \alpha} = 5,93$
Marches	$25 \times \frac{0,17}{2} = 2,125$
Revêtement :	
Carrelage [2cm]	$22 \times 0,03 = 0,66$
Mortier de pose	$20 \times 0,02 = 0,40$
Garde Corp.	0,30
Lit de sable	$18 \times 0,02 = 0,36$
Enduit de ciment [2cm]	$20 \times 0,02 = 0,40$
	$G_{ps} = 9,875$

Tableau III.11: Charges permanentes de la paillasse

Palier :

Eléments	Poids propre [KN/m ²]
Palier	$25 \times 0,20 = 5$
Revêtement :	
Carrelage [2cm]	$22 \times 0,02 = 0,44$
Mortier de pose	$20 \times 0,02 = 0,40$
Lit de sable	$18 \times 0,02 = 0,36$
Enduit de ciment [2cm]	$18 \times 0,02 = 0,36$
	$G_{PL} = 6,56$

Tableau III.12 : Charges permanentes du palier.

Mur extérieure :

N°	Composition	Epaisseur [cm]	ρ [KN/m ³]	G [KN/m ²]
1	Enduit au mortier de ciment	2	18	0,36
2	Cloison en brique creuse 8 trous	10	-	$0,90 \times 2 = 1,8$
3	Lame d'air	5	-	-
4	Enduit de plâtre sur la face intérieure	2	10	0,20
$G_{mu} = 2,36 \text{ (KN/m}^2\text{)}$				

Tableau III.13: Charges permanentes du mur extérieur.

- Charge d'exploitation:

Palier : $Q_{pl} = 2,5 \text{ KN/ml}$ Paillasse : $Q_{ps} = 2,5 \text{ KN/ml}$

III. 6.2.1 : Combinaison des charges :❖ ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q$

- La paillasse :

$$Q_u = (1,35 \times 9,875 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 17,08 \text{ KN/m}$$

- Le palier :

$$Q_u = (1,35 \times 6,56 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 12,60 \text{ KN/m}$$

- Le mure :

$$Q_{mur} = 1,35 \times 2,36(3,06 - 0,20) = 9,11 \text{ KN/m}$$

❖ ELS : $q_s = G + Q$

- La paillasse :

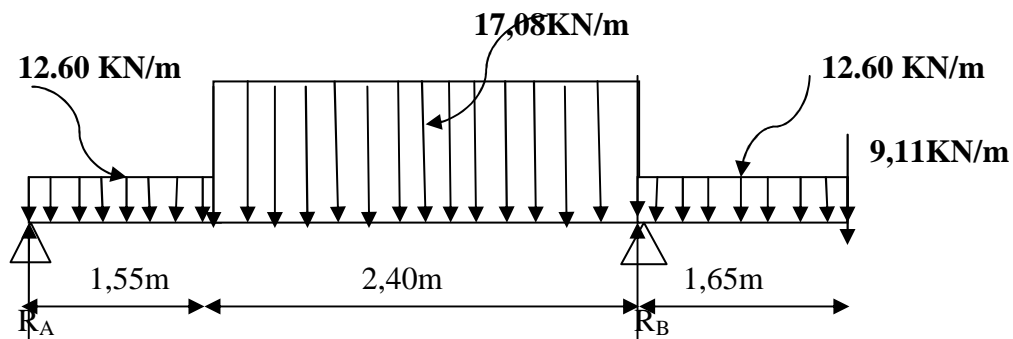
$$Q_s = (9,875 + 2,5) \times 1 = 12,375 \text{ KN/m}$$

- Le palier :

$$Q_s = (6,56 + 2,5) \times 1 = 9,06 \text{ KN/m}$$

- Le mur :

$$Q_s = 2,36 \times (3,06 - 0,20) = 6,74 \text{ KN/m}$$

III.6.2.2 : Calcul à l'ELU :**Figure.III.14: Schéma statique de l'escalier.**

❖ Calcul des réactions à l'ELU :

$$\sum F_x = 0$$

$$\sum F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B - 12,60 \times 1,55 - 17,08 \times 2,40 - 12,60 \times 1,65 - 9,11 = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 90,548 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$\Rightarrow 12,60 \times 1,55 \times 0,78 + 17,08 \times 2,4 \times 2,76 + 12,60 \times 1,65 \times 4,785 + 9,11 \times 5,60 - R_B \times 3,95 = 0$$

$$\Rightarrow R_B \times 3,95 = 279,04$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{279,04}{3,95} = 70,46$$

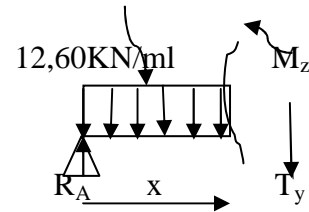
$$\Rightarrow R_B = 70,46 \text{ KN}$$

Ce qui donne $R_A = 20,088 \text{ KN}$

Calcul de l'effort tranchant :

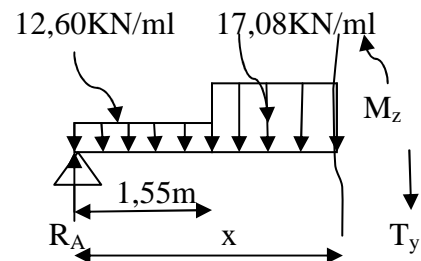
• **1^{er} tronçons : $0 \leq x \leq 1,55\text{m}$:**

- $\sum F_y = 0$
- $T_y = R_A - 12,60x$
 $\Rightarrow T_y = 20,088 - 12,60x$
 $X=0 \rightarrow T_y = 20,088\text{KN}$
 $X=1,55\text{m} \rightarrow T_y = 0,432\text{KN}$
- $\sum M_{I-I} = 0$
- $-M_z + R_A \cdot x - 12,60 \cdot x \cdot \frac{x}{2} = 0$
 $\Rightarrow M_z = 20,088x - 6,3x^2$
 $X=0 \rightarrow M_z = 0\text{KN}$
 $X=1,55\text{m} \rightarrow M_z = 16,00\text{KN.m}$



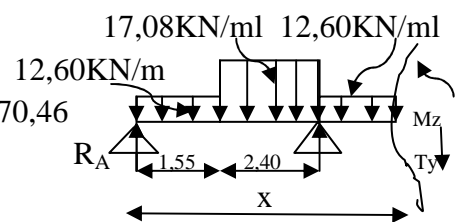
• **2^{eme} tronçons : $1,55 \text{ m} \leq x \leq 3,95\text{m}$:**

- $\sum F_y = 0$
- $T_y = R_A - 12,60 \times 1,55 - 17,08 \times (x - 1,55) = 0$
 $\Rightarrow T_y = 20,088 - 19,656 - 17,08x + 26,64$
 $\Rightarrow T_y = -17,08x + 27,072$
 $X=1,55\text{m} \rightarrow T_y = 0,4320\text{KN}$
 $X=3,95\text{m} \rightarrow T_y = -40,56\text{KN}$
- $\sum M_{II-II} = 0$
- $-M_z + R_A \cdot x - 12,60 \times 1,55 \cdot (x - 0,78) - 17,08 \cdot (x - 1,55) \times \frac{(x-1,55)}{2} = 0$
 $\Rightarrow M_z = -8,54x^2 + 27,072x - 5,42$
 $X=1,55\text{m} \rightarrow M_z = 16,00\text{KN.m}$
 $X=3,95\text{m} \rightarrow M_z = -32,14\text{KN.m}$



• **3^{eme} tronçons : $3,95\text{m} \leq x \leq 5,60\text{m}$:**

- $\sum F_y = 0$
- $T_y = 20,088 - 19,656 - 40,992 - 12,60x + 49,896 + 70,46$
 $\Rightarrow T_y = -12,60x + 79,796$
 $X=3,95\text{m} \rightarrow T_y = 29,9\text{KN}$
 $X=5,60\text{m} \rightarrow T_y = 9,11\text{KN}$
- $\sum M_{III-III} = 0$
- $-M_z + R_A \cdot x - 12,60 \times 1,55 \times (x - 0,78) - 17,08 \times 2,4 \times (x - 2,76) - 12,60 \times (x - 3,95) \times \frac{(x-3,95)}{2} + R_B \times (x - 3,95) = 0$
 $\Rightarrow M_z = 20,088x - 19,656x + 15,33 - 40,992x + 113,13 - 6,3x^2 + 50,688x - 98,784 + 70,46x - 279,02$
 $\Rightarrow M_z = -6,3x^2 + 79,796x - 249,34$
 $X=3,95\text{m} \rightarrow M_z = -32,14\text{KN.m}$
 $X=5,60\text{m} \rightarrow M_z = 0\text{KN.m}$



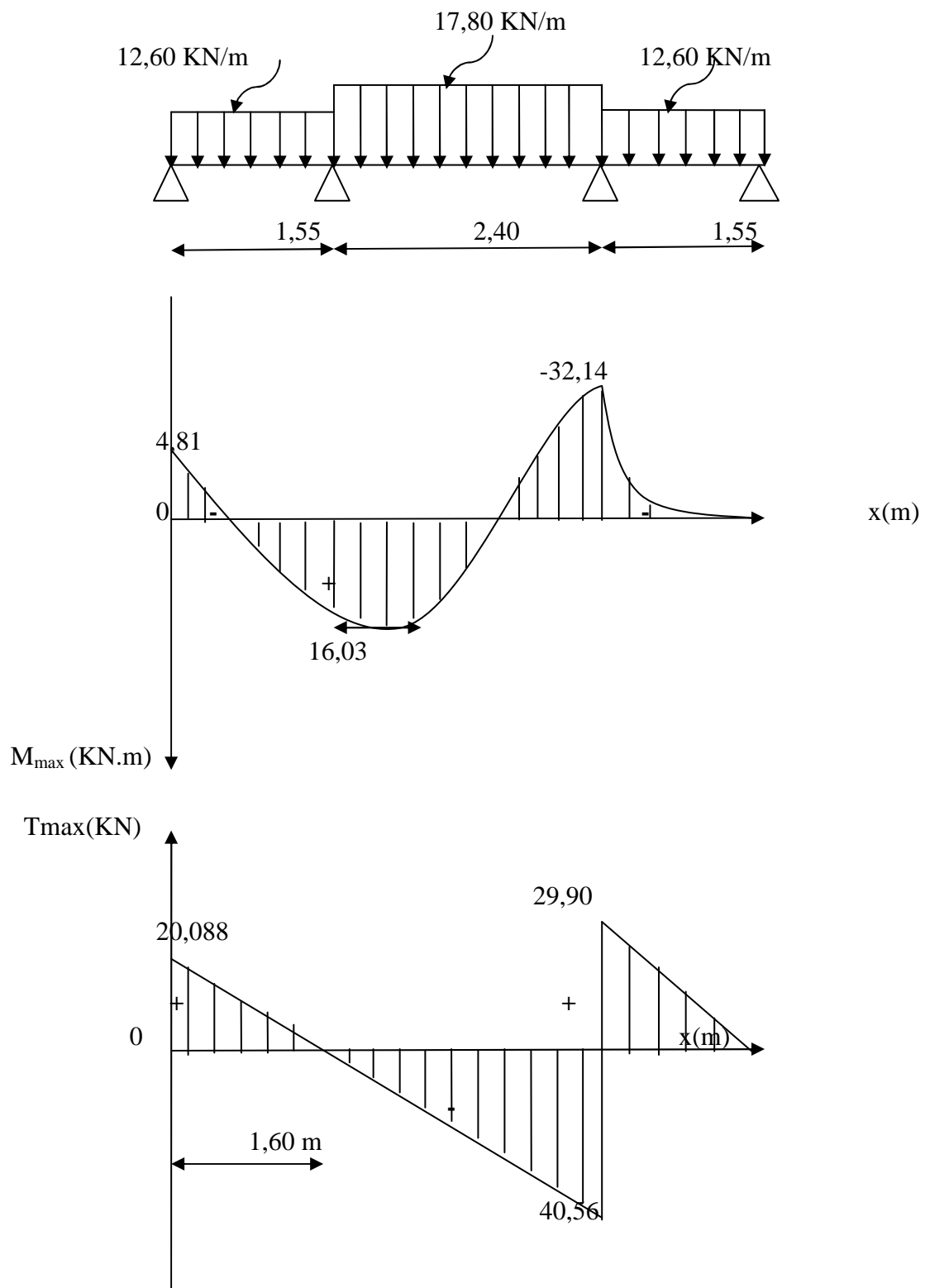


Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à L'ELU.

➤ **Calcul du moment max :**

Le moment est à $T=0$ donc $T_y = -17,08x + 27,072 = 0$

$$X = 1,60\text{m}$$

Le moment max M_{\max} est pour la valeur $M_z(x=1,60) := M_{\max} - 8,54(1,60^2) + 27,072 \times (1,60) - 5,42 = 16,03\text{KN.m}$

$$M_{\max} = 16,03\text{KN.m}$$

Aux appuis : $M_a = -0,3M_{\max} = -4,81\text{KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85M_{\max} = 13,62\text{KN.m}$

III.6.5 : Ferrailage :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple pour une bande de 1 mètre.

$$b = 100\text{cm} \quad c = 2\text{cm} \quad d = 18\text{cm} \quad e_p = 20\text{cm}$$

➤ **Aux appuis :** $M_u = -4,81\text{KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4,81 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,010$$

• **Armature principales :**

$$\mu_b = 0,010 < 0,392 \longrightarrow \text{SSA} \longrightarrow \text{Tableau } \beta = 0,995$$

$$A_{ap} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4,81 \times 10^3}{0,995 \times 18 \times 348} = 0,77\text{cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 4HA10 $\longrightarrow A_{ap} = 3,14\text{cm}^2$; avec un espacement de $s_t = 25\text{cm}$

• **Armature de répartition :**

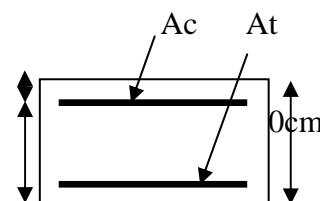
$$A_{ar} = \frac{A_{ap}}{4} = \frac{1,57}{4} = 0,40\text{cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 4HA10 $\longrightarrow A_{ar} = 3,14\text{cm}^2$; avec un Espacement de $s_t = 25\text{cm}$

➤ **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13,62 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,030 < 0,392$$

$$c = 2\text{cm} \\ d = 18\text{cm}$$



Donc : La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu_b = 0,030 < 0,392 \longrightarrow \text{Tableau } \beta = 0,985$$

• **Armature principale :**

$$A_{tp} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{13,62 \times 10^3}{0,985 \times 18 \times 348} = 2,20\text{cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 4HA12 $\longrightarrow A_{ap} = 4,52\text{cm}^2$; avec un espacement de $s_t = 25\text{cm}$

• **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{tp}}{4} = \frac{2,26}{4} = 0,70\text{cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 4HA10 $\longrightarrow A_{tr} = 3,14\text{cm}^2$; avec un Espacement de $s_t = 25\text{cm}$.

III.6.6 : Vérification a l'ELU :

- Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 Modifier 99).

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite.

Le ferrailage de l'escalier doit satisfaire la C.N.F $A_{st} \geq A_{min}$

- Calcul de la section minimal

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17$$

▪ **Aux appuis :**

$$A_{adapte} = 1,57\text{cm}^2 < A_{st}^{min} = 2.17\text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc on prend la section minimale $A_a = A_{min} = 2,17\text{cm}^2$

▪ **En travée :**

$$A_{adapte} = 2,26\text{cm}^2 > A_{st}^{min} = 2.17\text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification des espacements des barres : (Art A.8.2.42/BAEL 91)

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures principale :** $s_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } s_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \\ \text{En travées : } s_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

- **Armatures de répartition :** $s_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } s_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \\ \text{En travées : } s_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifié 99).

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

Avec : $T_{\max} = 40,56 \text{ KN}$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = \min\left(0.15 \frac{25}{1.5}; 4\text{MPa}\right)$$

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{40,56}{1000 \times 180} = 0,225\text{MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée, il n'y a Pas de risque de cisaillement.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifier 99).

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

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

Avec : $\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9d \sum U_i}$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 2 \times 3.14 \times 1.2 = 7,536 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{40,56 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 75,36} = 3,32\text{MPa}$$

$\tau_{se} = 3,32 > \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa}$condition non vérifiée

Donc on prend $\tau_{se} = 3,15\text{MPa}$ pour éviter le risque d'entraînement des barres.

- Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

- Influence sur les aciers (Art A5.1.312 BAEL 91 modifier 99).

$$A = \left(T_U + \frac{M_U}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(40,56 + \frac{-4,81 \times 10^2}{0.9 \times 18}\right) \times \frac{1.15}{400} = 0,31$$

$A_u = 2,17 > 0,31$ condition vérifiée

- Influence sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313).

$$\frac{2T_{\max}}{0.9 b \times d} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec } T_{\max} \leq \frac{0.8 \times 0.9 f_{c28} \times b \times d}{2 \gamma_b} \leq 0.36 \frac{f_{c28} b \times d}{\gamma_b}$$

$$0.36 \frac{f_{c28} b \times d}{\gamma_b} = 0.36 \frac{25 \times 10^4 \times 18}{1.5} = 1080\text{KN}$$

$T_{\max} = 40,56\text{KN} < 1080 \text{ KN}$ vérifiée

- Enclassement des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifier 99).

$$L_s = \frac{\varnothing f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec } \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 2.835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{400 \times 1.2}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, les armatures dépassent l'épaisseur du paliassé. Cela nous oblige à mettre des crochets aux extrémités des barres.

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale $0.4L_s$ pour les aciers HA:

$$L_{ad} = 0.4L_s = 0.4 \times 42.33 = 16.93 \text{ cm}$$

III.6.7 Calcul a l'ELS :

III.6.7.1 : Combinaison de charges :

- **La paillasse :**

$$Q_s = (9,875 + 2,5) \times 1 = 12,375 \text{ KN/m}$$

- **Le palier :**

$$Q_s = (6,56 + 2,5) \times 1 = 9,06 \text{ KN/m}$$

- **Le mur :**

$$Q_s = (3,06 - 0,20) \times 2,36 = 6,74 \text{ KN/m}$$

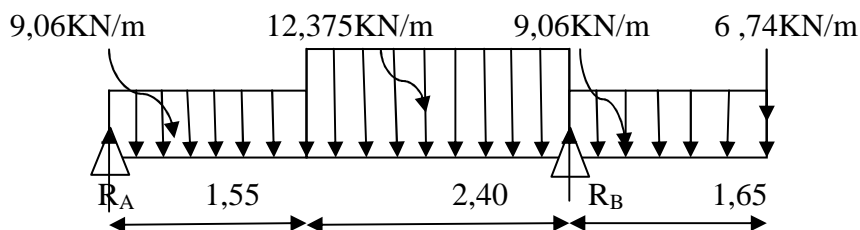


Figure III.15: Schéma de l'escalier a l'ELS .

❖ Calcul des réactions :

$$\sum F_x = 0$$

$$\sum F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B - 9,06 \times 1,55 - 12,375 \times 2,4 - 9,06 \times 1,65 - 6,74 = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 65,52 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$\Rightarrow 9,06 \times 1,55 \times 0,78 + 12,375 \times 2,4 \times 2,76 + 9,06 \times 1,65 \times 4,785 + 6,74 \times 5,60 - R_B \times 3,90 = 0$$

$$\Rightarrow R_B \times 3,90 = 202,33$$

$$\Rightarrow R_B = 51,09$$

$$\Rightarrow R_B = 51,09 \text{ KN}$$

Ce qui donne $R_A = 14,43 \text{ KN}$.

- **Calcul de l'effort tranchant :**

- 1^{er} tronçons : $0 \leq x \leq 1,55 \text{ m}$

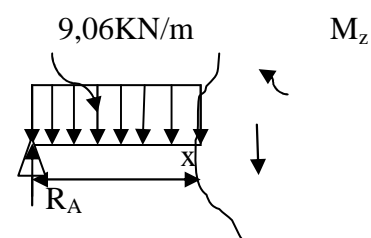
- $\sum F_Y = 0$

- $T_Y = R_A - 9,06x$

$$\Rightarrow T_Y = 14,43 - 9,06x$$

$$X = 0 \rightarrow T_Y = 14,43 \text{ KN}$$

$$X = 1,55 \text{ m} \rightarrow T_Y = 0,305 \text{ KN}$$



$$\sum M_{I-I} = 0$$

$$-M_z + R_A \cdot x - 9,06 \cdot x \cdot \frac{x}{2} = 0$$

$$\Rightarrow M_z = 14,43 - 4,53x^2$$

$$X = 0 \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$$

$$X = 1,55 \text{ m} \rightarrow M_z = 11,48 \text{ KN.m}$$

- 2^{ème} tronçons : $1,55 \text{ m} \leq x \leq 3,95 \text{ m}$

$$\sum F_Y = 0$$

$$T_Y = R_A - 9,06 \times 1,55 - 12,375 \times (x - 1,55) = 0$$

$$\Rightarrow T_Y = 14,43 - 14,13 - 12,375x + 19,31$$

$$\Rightarrow T_Y = -12,375x + 19,31$$

$$X = 1,55 \text{ m} \rightarrow T_Y = 0,305 \text{ KN}$$

$$X = 3,95 \text{ m} \rightarrow T_Y = -29,395 \text{ KN}$$

$$\sum M_{II-II} = 0$$

$$-M_z + R_A \cdot x - 9,06 \times 1,55 \times (x - 0,78) - 12,375 \times (x - 1,55) \times \frac{(x - 1,55)}{2} = 0$$

$$\Rightarrow M_z = 14,43x - 14,13x + 11,02 - 6,18(x^2 - 3,12x + 2,43)$$

$$\Rightarrow M_z = -6,18x^2 + 19,61x - 3,99$$

$$X = 1,55 \text{ m} \rightarrow M_z = 11,48 \text{ KN.m}$$

$$X = 3,95 \text{ m} \rightarrow M_z = -23,28 \text{ KN.m}$$

- 3^{ème} tronçons : $3,95 \text{ m} \leq x \leq 5,60 \text{ m}$

$$\sum F_Y = 0$$

$$T_Y = R_A + R_B - 9,06 \times 1,55 - 12,375 \times 2,4 - 9,06 \times (x - 3,95)$$

$$\Rightarrow T_Y = 14,43 + 51,09 - 14,13 - 29,7 - 9,06x + 35,87$$

$$\Rightarrow T_Y = -9,06x + 57,56$$

$$M_z$$

$$X = 3,95 \text{ m} \rightarrow T_Y = 21,68 \text{ KN}$$

$$X = 5,60 \text{ m} \rightarrow T_Y = 6,73 \text{ KN}$$

$$\sum M_{III-III} = 0$$

$$-M_z + R_A \cdot x - 9,06 \times 1,55 \times (x - 0,78) - 12,375 \times 2,4 \times (x - 2,76) + R_B \times (x - 3,95) - 9,06 \times (x - 3,95) \times \frac{(x - 3,95)}{2} = 0$$

$$\Rightarrow M_z = 14,43x - 14,13x + 11,02 - 29,7x + 81,972 + 51,09x - 202,31 - 4,53x^2 + 35,87x - 71,03$$

$$\Rightarrow M_z = -4,53x^2 + 57,56x - 180,34$$

$$X = 3,95 \text{ m} \rightarrow M_z = -23,28 \text{ KN.m}$$

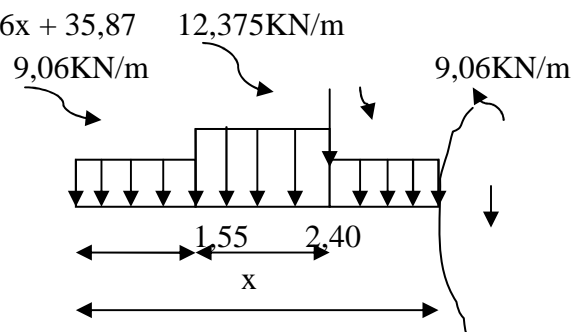
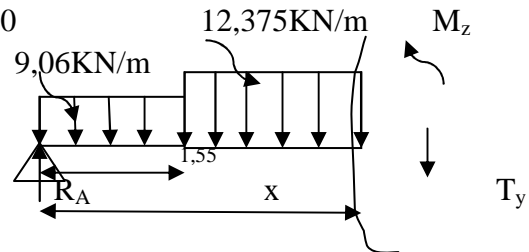
$$X = 5,60 \text{ m} \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$$

- Calcul du moment max :

$$\text{Le moment est à } T = 0 \text{ donc : } T_Y = -12,375 + 19,61 = 0$$

$$X = 1,60 \text{ m}$$

$$\text{Le moment max } M_{\max} \text{ est pour la valeur } M_z(x=1,6 \text{ m}) : M_{\max} = -6,18(1,6)^2 + 19,61(1,6) - 3,99$$



$$M_{\max} = 11,556 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3M_{\max} = -3,46 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_{\max} = 9,82 \text{ KN.m}$$

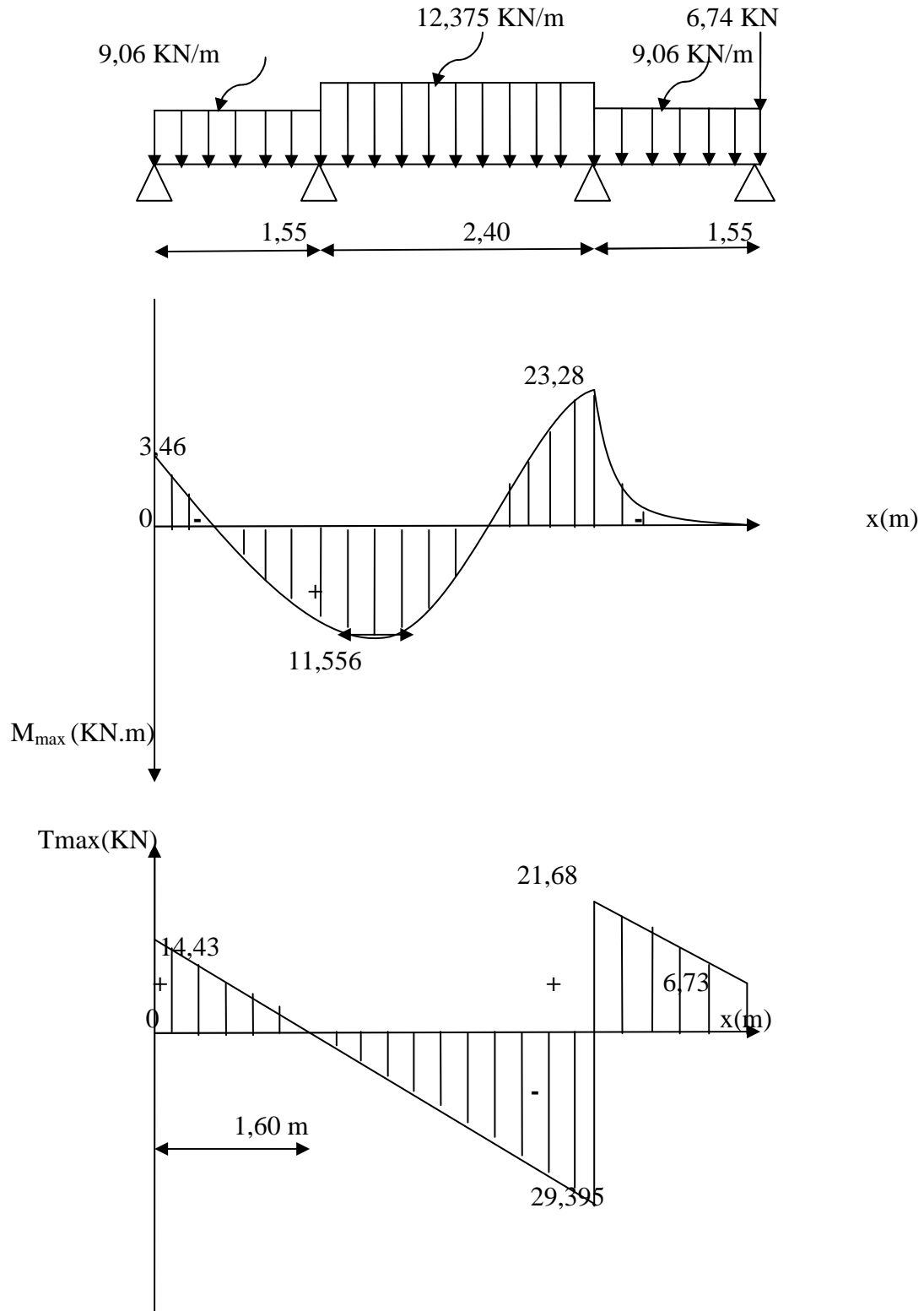


Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS.

➤ Etat limite d'ouverture des fissures :

La vérification n'est pas nécessaire car l'élément est couvert donc la fissuration est peu nuisible.

➤ Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

• En travée :

$$M_{tser} = 9,82 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 2,26}{100 \times 18} = 0,130$$

$$\rho_1 = 0,130; \beta_1 = 0,940 \quad ; \quad K_1 = 68,33$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{9,82 \times 10^6}{2,26 \times 10^2 \times 0,940 \times 180} = 256,80 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{256,80}{68,33} = 3,75 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Aux appuis :

Avec :

$$\begin{cases} M_s = -3,46 \text{ KN.m} \\ A_u = 2,17 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,17}{100 \times 18} = 0,120$$

$$\rho_1 = 0,120 \rightarrow \beta_1 = 0,942 \rightarrow K_1 = 71,21$$

$$\sigma_{st} = \frac{3,46 \times 10^3}{0,942 \times 18 \times 2,17} = 94,03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{94,03}{71,21} = 1,32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.6 : Vérification de la flèche : [BAEL 91 Art B.6.5.3]

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont acceptables :

$$1) \frac{h}{L} = \frac{20}{560} = 0,036 < \frac{1}{16} = 0,062 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} = \frac{20}{560} = 0,036 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{9,82}{10 \times 11,556} = 0,084 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2,17}{100 \times 18} = 0,0012 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, le calcul de la flèche est nécessaire.

• **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5q_{\max}L^4}{384E_v I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$q_{\max} = \max(q_{\text{volée}}; q_{\text{palier}}) = \max(12,375; 9,06) = 12,375 \text{ KN/m}$$

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée

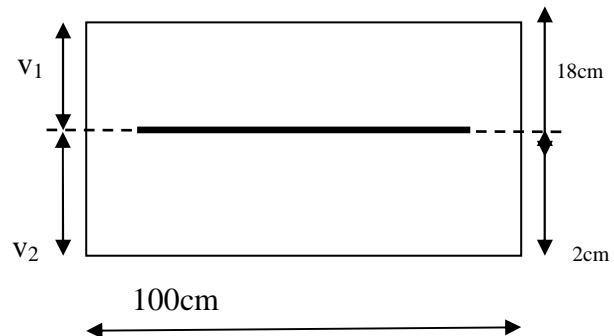
$$E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}, \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inertie totale de la section homogène par rapport au centre de gravité :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

S_{xx} : Moment statique de la section homogène.



$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_{ut} \times d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 18 \quad S_{xx} = 20423,5 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 A_t \times = 100 \times 18 + 15 \times 1,57 = 1823,55 \text{ cm}^2$$

D'où:

$$V_1 = \frac{20423,5}{1823,55} = 11,19 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 11,19 = 8,81 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b(V_1^3 + V_2^3)}{3} + 15 A_{ut} (V_2 - C)^2 \quad I = \frac{100(11,19^3 + 8,81^3)}{3} + 15 \times 1,57 \times (8,81 - 2)^2 =$$

$$70590,74 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{123,375 \times 5,61^4}{10818.86 \times 70590,74} = 0,000160 \text{ cm} < \bar{f} = 1,120 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à l'E.L.U sont suffisantes pour les deux volées.

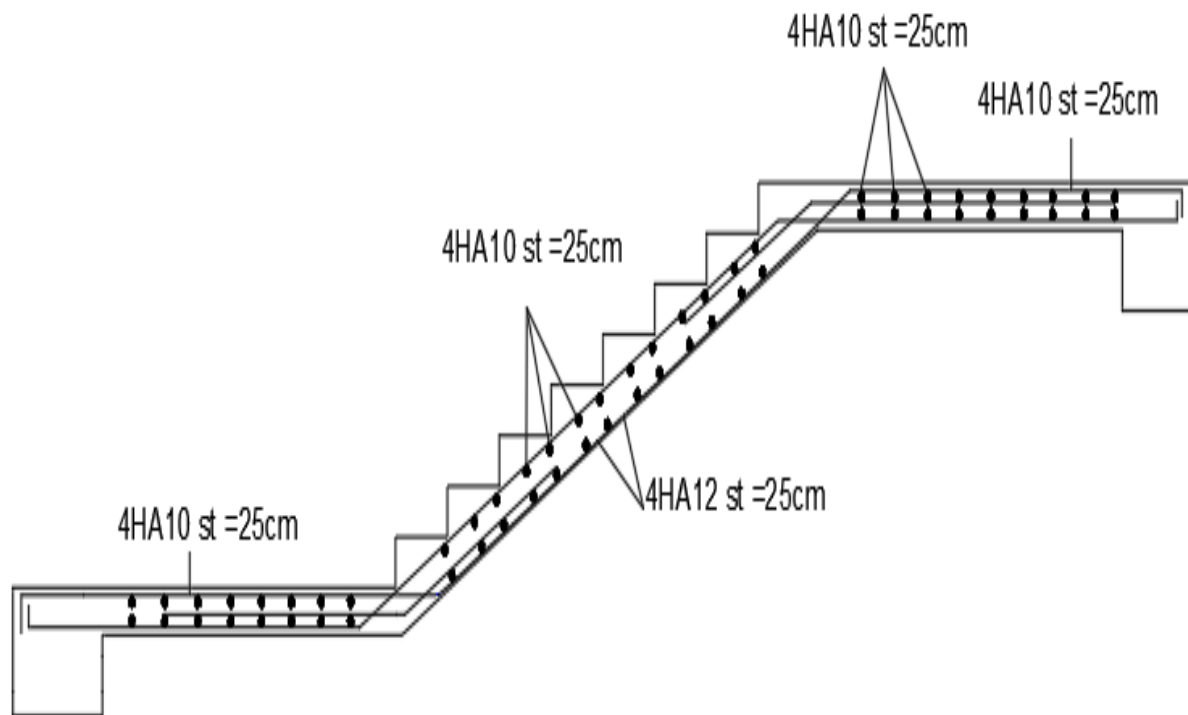


Figure III.16: ferraillage des escaliers.

III.7 : Poutre palière :

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux.

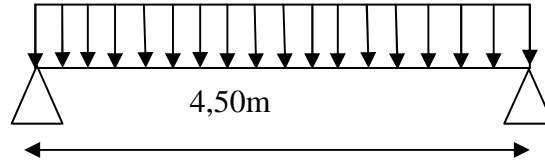


Figure III.17: schéma statique de la poutre palière.

III.7.1 : Pré dimensionnement :

➤ Hauteur de la poutre: la hauteur de la poutre palière est donnée par la formule suivante :

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

L: portée libre de la poutre

h_t : Hauteur de la poutre

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \text{ donc } 30\text{cm} \leq h \leq 45\text{cm}$$

Selon le RPA 2003 (Art A.7.5) bâtiment a usage service $h \geq 30\text{cm}$ on opte pour $h_t = 40\text{cm}$

➤ Largeur de la poutre : la largeur de la poutre est donnée par :

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

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \text{ donc } 16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$$

On a :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,34 \leq 4 \\ \text{on prend } b = 30\text{cm} \end{cases}$$

Donc la poutre aura pour dimensions $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

III.7.3 : Charge revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre : $G_p = 0,40 \times 0,30 \times 25 = 3\text{KN/ml}$.

III.7.4 : Réactions de la poutre :

La charge transmise par l'escalier est la réaction d'appui au point B.

$$\text{ELU : } R_B = T_U = 70,46\text{KN}$$

$$\text{ELS : } R_B = T_U = 51,09\text{KN}$$

III.7.5 : Combinaison de charge :

- **Poids propre de la poutre a l'ELU :**

$$Q_u = 1,35G_p + R_B$$

$$Q_u = 74,51\text{KN/m}$$

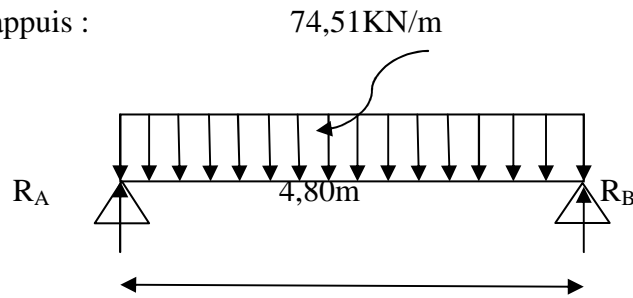
- **Poids propre de la poutre a l'ELS :**

$$Q_s = G_p + R_B$$

$$Q_s = 54,09\text{KN/m}$$

III.7.6 : Calcul a l'ELU :

➤ Réactions d'appuis :



$$\sum F_Y = 0$$

$$R_A + R_B = 333,64 \text{ kN}$$

$$\sum M_B = 0$$

$$R_A \cdot 4,80 - 74,51 \times 4,80 \times 2,2 = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 162,8 \text{ kN}$$

Ce qui donne $R_B = 162,8 \text{ kN}$

➤ Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

$$\text{Moment en travée} = 0,85 \times M_0$$

$$\text{Moment en appuis} = -0,3 \times M_0$$

• **Calcul de M_0 :**

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{74,51 \times 4,80^2}{8} = 179,08 \text{ kN.m}$$

• **Effort tranchant :**

$$T = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{74,51 \times 4,80}{2} = 162,8 \text{ kN}$$

$$\text{Moment en travée} = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 179,08 = 147,02 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moment en appuis} = -0,3 \times M_0 = -0,3 \times 179,08 = -53,72 \text{ kN.m}$$

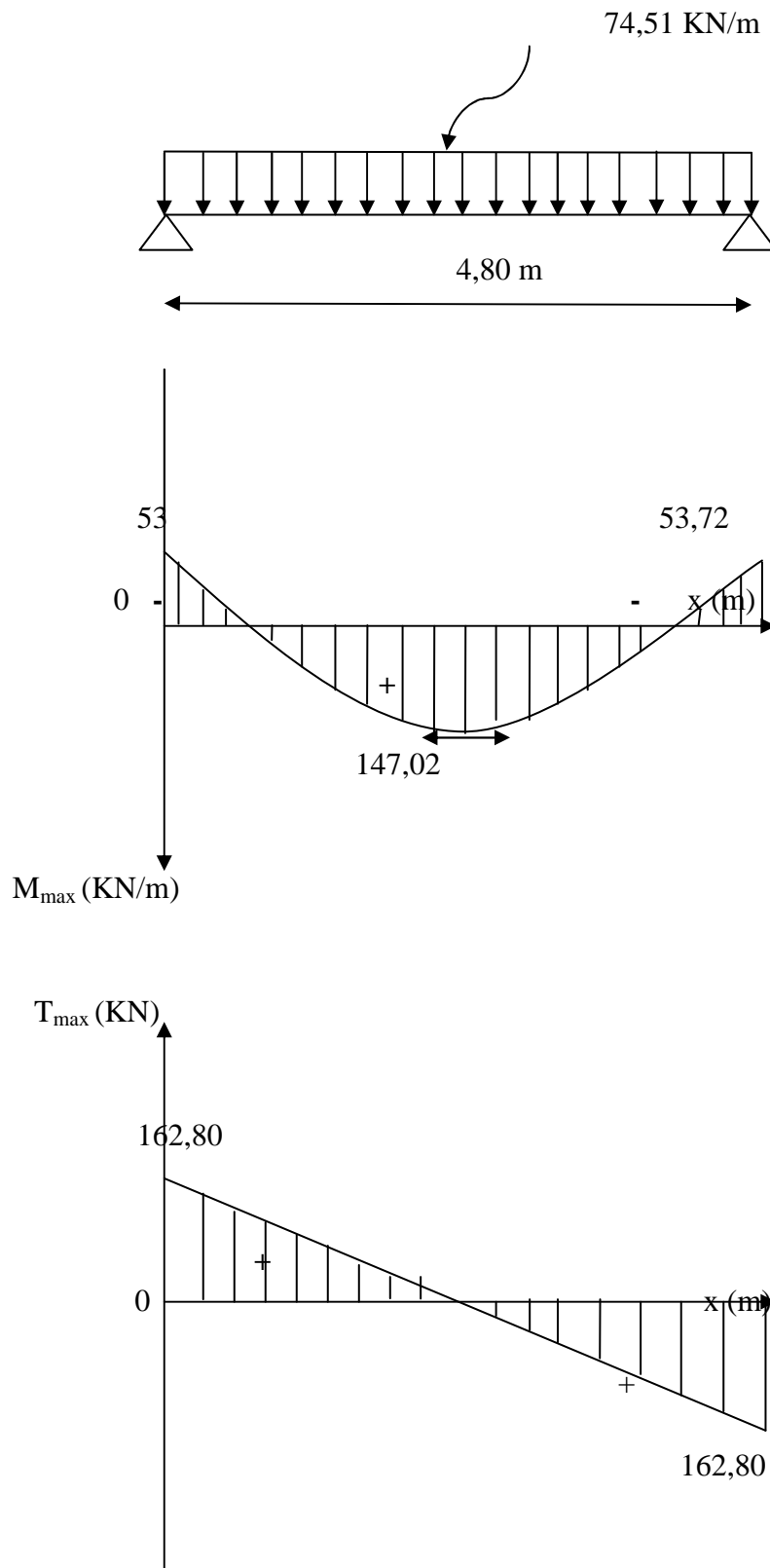


Diagramme des efforts interne a l'ELU

III.7.7 : Ferrailage :**➤ En appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{53,72 \times 1000}{30 \times 38^2 \times 14,2} = 0,087$$

$\mu \leq \mu_e = 0,392 \longrightarrow$ la section est simplement armée

$$\mu_b = 0,087 \longrightarrow \beta = 0,954$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{53,72 \times 1000}{0,954 \times 38 \times 348} = 4,25 \text{ cm}^2$$

On prend : 3HA14 = 4,62 cm²

➤ En travée :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

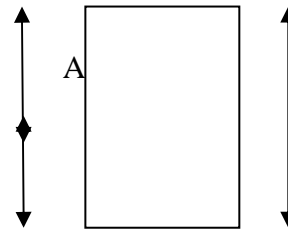
$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{147,02 \times 1000}{30 \times 38^2 \times 14,2} = 0,214$$

$\mu \leq \mu_e = 0,392 \longrightarrow$ la section est simplement armée

$$\mu_b = 0,256 \longrightarrow \beta = 0,849$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{147,02 \times 1000}{0,877 \times 38 \times 348} = 12,66 \text{ cm}^2$$

On prend : 6HA14 (file) + 3HA12 (chap.) = 12,65 cm²

**III.7.8 : Les vérifications :****a) Vérification de la non fragilité du béton : (Art A 4.2.1/ BAEL 91 modifié 99)****➤ En travée :**

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 38 \frac{2,1}{400} = 1,37 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,37 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 12,65 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{CV}$$

➤ En appuis :

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 38 \frac{2,1}{400} = 1,37 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,37 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 4,25 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{CV}$$

b) Vérification à l'effort tranchant- contrainte de cisaillement : (Art A.5.1.2/ BAEL 91 modifié 99):

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \tau_u \text{ avec } T_u = 162,8 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{162,8 \times 1000}{300 \times 380} = 1,42 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0,20 \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,42 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.4.3.2.1/BAEL91 modifié99)

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

$$T_u^{\max} = 0.4 \times 0.30 \times 0.9 \times 0.38 \frac{25 \times 1000}{1.5} = 684 \text{KN}$$

$$162,8 \text{KN} < 684 \text{KN} \quad \longrightarrow \quad \text{CV}$$

d) Influence de l'effort tranchant sur les armatures : (Art A.5.4.3.2.1/BAEL 91 modifié):

$$A_a = 4,62 \text{cm}^2 \geq \frac{1.15}{f_e} (T_u + \frac{M_u}{0.9d}) = \frac{1.15}{400} (162,8 + \frac{-53,72}{0.9 \times 0.38}) = 0.016 \text{cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

e) Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donnée par

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$\Psi_s = 1.5$ coefficient scellement HA.

Σu_i : somme des périmètres utiles des barres

$$\tau_{se} = \frac{v_{\max}}{0.9d \Sigma u_i} \leq \overline{\tau_{se}} \quad \text{Avec} \quad \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{v_{\max}}{0.9d \Sigma u_i}$$

$$\text{avec :} \quad \Sigma u_i = n \times \pi \times \emptyset = 6 \times 3.14 \times 14 = 263,76 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{162,8 \times 10^3}{0.9 \times 380 \times 263,76} = 1,80 \text{MP}$$

$$\tau_{se} = 1,80 \text{Mpa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales)

III.7.9 : Longueur de scellement : (Art : A. 6 .1 .2 /BAEL 91 modifiées 99, CBA93):

$$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \times \Psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4 \times \tau_{su}} \emptyset = \frac{400 \times 1}{4 \times 2.835} = 35.21$$

On prend : $L_s = 35 \text{cm}$.

III.7.10 : Armature transversale : (Art. A.7.2.2 / BAEL91 modifiées 99, CBA93) :

$$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset \right) \longrightarrow \emptyset_t \leq \min \left(\frac{400}{35}; \frac{300}{10} \right) = 11,42 \text{mm}$$

On prend : un cadre et étrier HA10

III.7.11 : Espacement des barres :

D'après le RPA Art (7.5.2.2) l'écartement est donné selon les deux zones

➤ Aux appuis (zone nodale) :

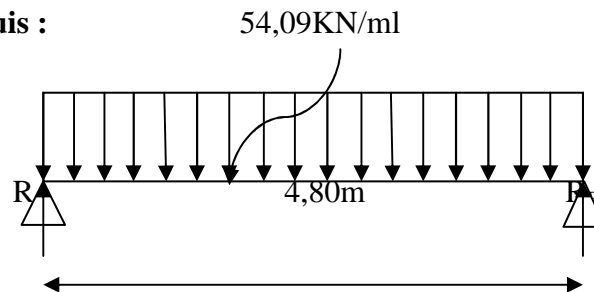
$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; \emptyset 12 \right) = \min (10; 12 \times 1) = 10 \text{cm}$$

On prend $S_t = 7 \text{cm}$

➤ En travée courante (zone courante)

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm}$$

$$S_t = 12\text{cm}$$

III.7.12 : Calcul a l'ELS :**➤ Réaction d'appuis :**

$$\sum F_Y = 0$$

$$R_A + R_B = 54,09 \times 4,80 = 256,632\text{KN}$$

$$\sum M_B = 0$$

$$R_A \cdot 4,80 - 54,09 \times 4,80 \times 2,40 = 0$$

$$R_A \cdot 4,80 = 623,11$$

$$\Rightarrow R_A = 129,816\text{KN.m}$$

$$\text{Ce qui donne : } R_B = 129,816\text{KN.m}$$

➤ Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

$$\text{Moment en travée} = 0.85 \times M_0$$

$$\text{Moment en appuis} = -0.3 \times M_0$$

• Calcul de M_0

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{54,09 \times 4,80^2}{8} = 155,77\text{KN.m}$$

• Effort tranchant

$$T = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{54,09 \times 4,80}{2} = 129,816\text{ KN}$$

$$\text{Moment en travée} = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 155,77 = 132,40\text{KN.m}$$

$$\text{Moment en appuis} = -0.3 \times M_0 = -0.3 \times 155,77 = -46,731\text{KN.m}$$

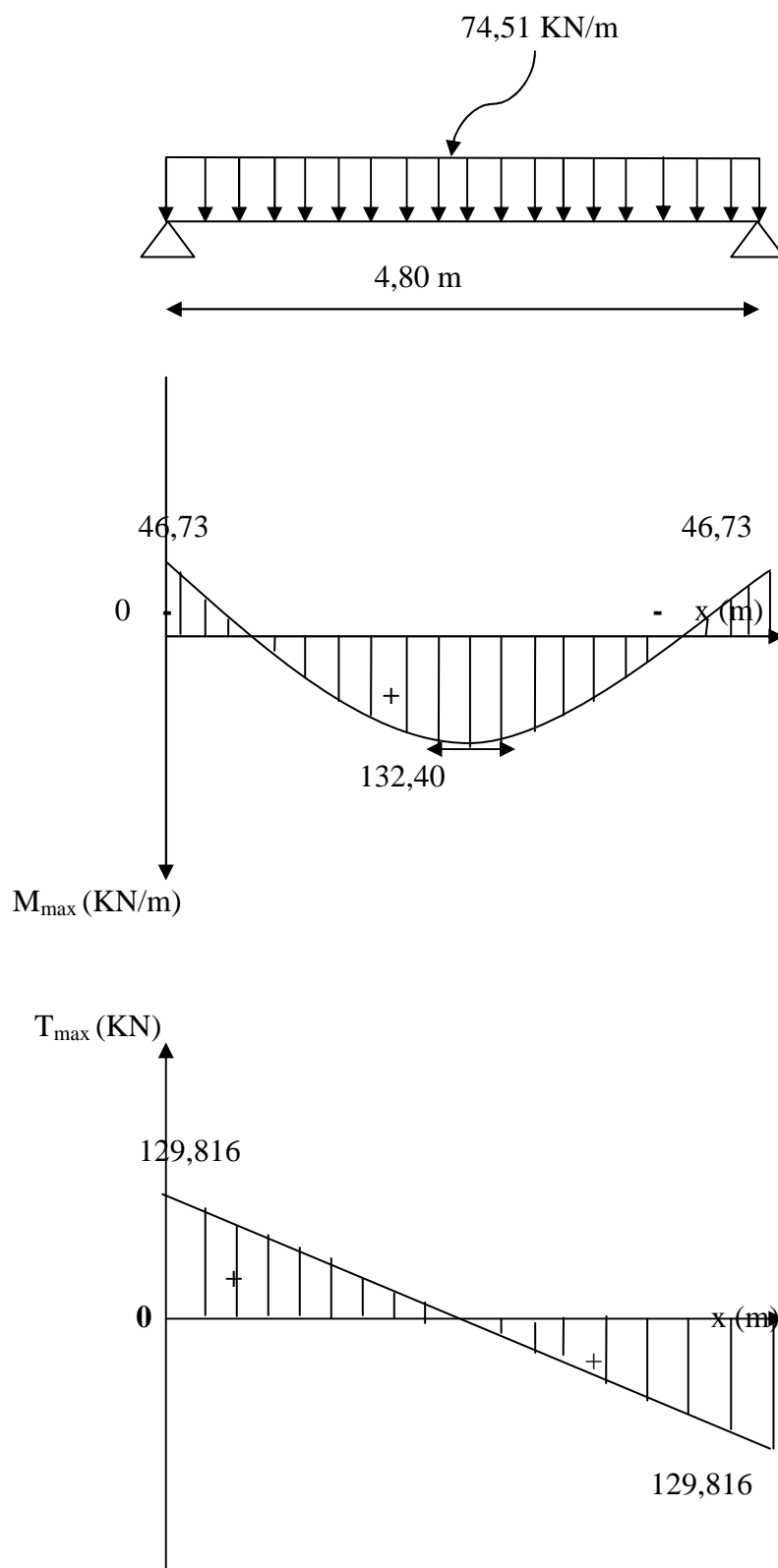


Diagramme des efforts internes a l'ELS.

III.7.13 : Vérification a l'ELS :**a) Etat limite de fissuration : (Art A.4.5.2/BAEL99)**

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \text{ avec } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

➤ Appuis :

- **Acier :**

$$\rho = \frac{100 A_{ST}}{bd} = \frac{100 \times 6,03}{30 \times 38} = 0,528$$

$$\rho = 0,528 \longrightarrow \beta = 0,891 \quad k_1 = 30,87$$

$$\sigma_s = \frac{46,73 \times 10^6}{0,891 \times 380 \times 6,03 \times 10^2} = 228,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 228,88 \leq \sigma_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

- **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{228,88}{30,87} = 7,41 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

➤ Travée:

- **Acier:**

$$\rho = \frac{100 A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 17,08}{30 \times 38} = 1,498$$

$$\rho = 1,498 \quad \beta = 0,839 \quad k_1 = 16,28$$

$$\sigma_s = \frac{132,40 \times 10^6}{0,839 \times 380 \times 17,01 \times 10^2} = 243,99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 243,99 \leq \sigma_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

- **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{243,99}{16,28} = 14,98 \text{ MPa} > \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

b) Vérification de la flèche : (Art A.6.5.2/BAEL 91 modifié 99) :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{40}{480} = 0,0833 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{10 M_0} \longrightarrow \frac{40}{480} = 0,0833 \leq \frac{132,40}{10 \times 155,77} = 0,0849 \longrightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{12,65}{30 \times 38} = 0,0103 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \longrightarrow \text{C.V}$$

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

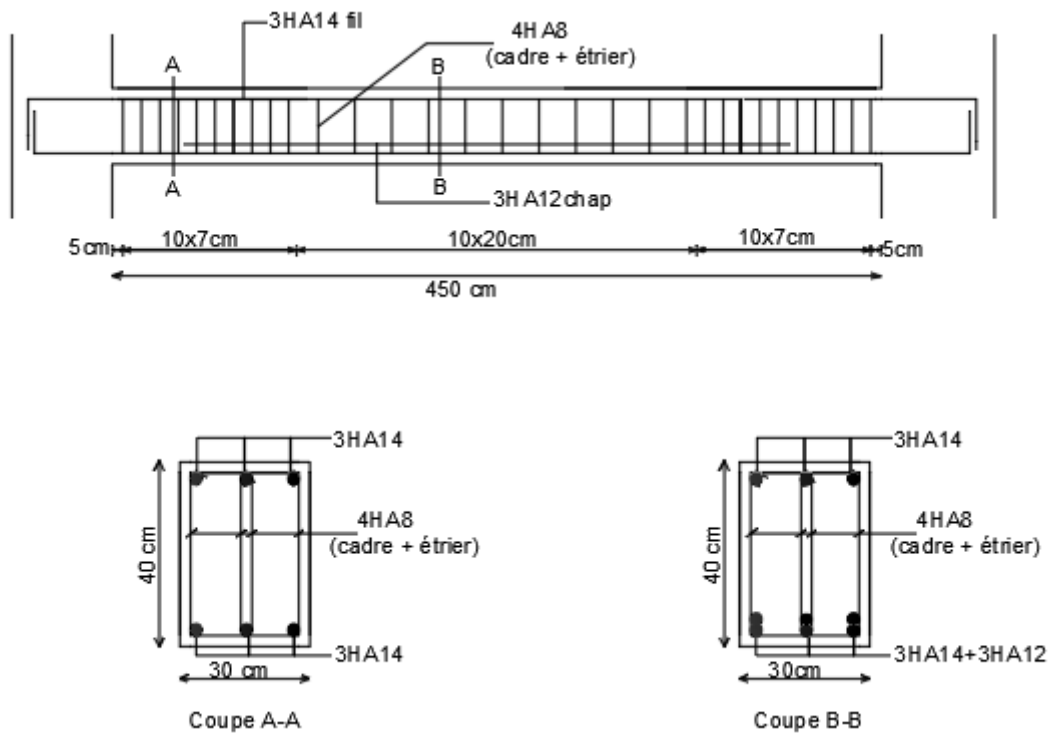


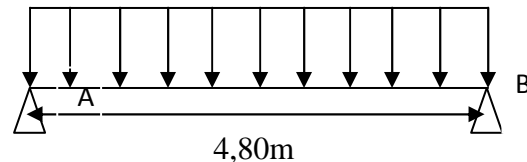
Figure III.18 :ferrailage de poutre palière.

III.8 : Calcul de la poutre de chaînage

Les poutres de chaînage sont des poutres en béton armé horizontales ceinturant la façade a chaque étage au niveau du plancher, cela les aides a resté solidaires de la structure, elles servent de porte a fonds.

III.8.1 : Pré dimensionnement de la poutre de chaînage :**➤ La hauteur**

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

**Figure III.19:schéma statique de la poutre chaînage.**

Avec : h_t : la hauteur de la poutre

L : la portée libre de la poutre.

$$L = 4,80\text{m}$$

$$\frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10} \longrightarrow 32 \leq h \leq 48$$

on prend: $h = 40\text{cm}$

➤ La largeur :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \longrightarrow 12 \leq b \leq 21$$

on prend : $b = 25\text{cm}$

Donc on adopte une section de : $(25 \times 40)\text{cm}^2$

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions suivantes du R.P.A.99 (modifié 2003)

$$\left\{ \begin{array}{ll} h \geq 30 \text{ cm} & \longrightarrow \text{condition vérifié} \\ b \geq 20 \text{ cm} & \longrightarrow \text{condition vérifié} \\ \frac{h}{b} \leq 4 & \longrightarrow \text{Condition vérifié} \end{array} \right.$$

III.8.2 : Détermination des charges revenant à la poutre :

$$\text{Poids propre de la poutre : } 25 \times 0,25 \times 0,40 = 2.5 \text{ KN/ml .}$$

$$\text{Poids du mur (double cloison) : } 2,36(3.06 - 0.2) = 6.75\text{KN/ml.}$$

$$\text{Le poids du plancher : } 5,5(0,65/2) = 1,79 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{La charge d'exploitation } Q : 1,5(0,65/2) = 0,50\text{KN/ml.}$$

III.8.3 : Combinaison de charges :

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35 \times 11.04 + 1.5 \times 0.5 = 15.65 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS: } q_s = 11.04 + 0.5 = 11.54 \text{ KN/ml}$$

III.8.4 : Etude de la poutre de chaînage a l'ELU : On considère la poutre comme étant simplement appuyée.

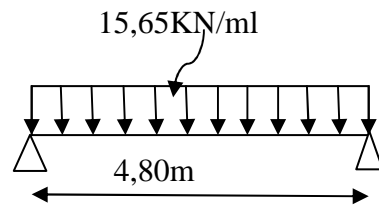


Figure III.20: Schéma statique de calcul à l'ELU.

a) Les efforts internes :

➤ Le moment isostatique :

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{15,65 \times 4,80^2}{8} = 45,072 \text{ kN.m}$$

➤ L'effort tranchant :

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{15,65 \times 4,80}{2} = 37,56 \text{ kN.}$$

Afin de tenir en compte des semi-encastremements aux appuis, on affectera les moments par des coefficients tel que :

$$\text{Sur appuis : } M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 45,072 = -13,50 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 45,072 = 38,30 \text{ kN.m}$$

Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = T_U = 37,56 \text{ kN}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

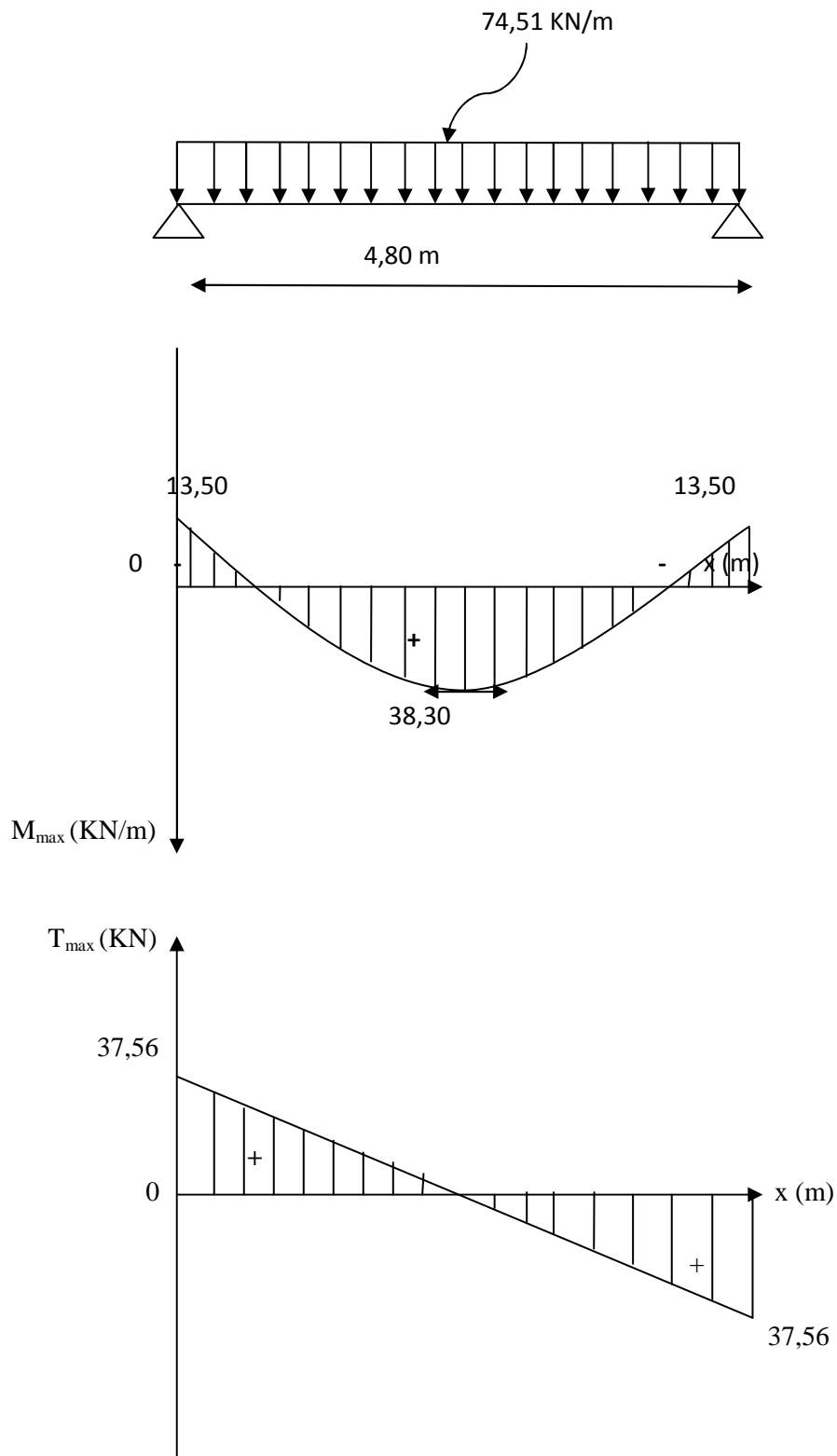


Diagramme des efforts internes à l'ELU

b) Le ferrailage à l'ELU :**➤ Aux appuis :**

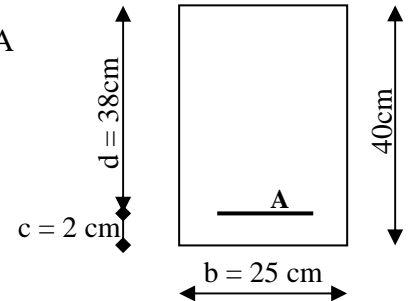
$$M_a = -13,50 \text{ KN.m} \quad ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad ; \quad c = 2 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{13,50 \times 10^6}{250 \times 380^2 \times 14.2} = 0,026 \Rightarrow \mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,026 \Rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{13,50 \times 10^6}{0,987 \times 380 \times 348} = 1,03 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

**➤ En travée :**

$$M_t = 38,30 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{38,30 \times 10^6}{250 \times 380^2 \times 14.2} = 0,074 \Rightarrow \mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu = 0,074 \Rightarrow \beta = 0,962$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{38,30 \times 10^6}{0,962 \times 380 \times 348} = 3,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

RPA exige que :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section. Donc :

$$3,39 + 3,39 = 6,78 \text{ cm}^2 > \frac{0,5 \times b \times h}{100} = \frac{0,5 \times 25 \times 40}{100} = 5 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

c) Les vérifications à l'ELU :**➤ Condition de non fragilité :**

$$A \geq A_{\min}$$

$$A \geq A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,15 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,15 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,15 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification de la contrainte d'entraînement des barres :

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

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{seu} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} = \frac{37,50 \cdot 10^3}{0,9 \times 380 \times 3 \times 3,14 \times 12} = 0,97 \text{ MPa.}$$

$$\tau_s = 0,97 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 3,15 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **L'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

- L'influence sur le béton :

On doit vérifier : $\frac{2T_{u\max}}{0,9.d.b} \leq 0,87 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$$T_{u\max} \leq 0,44.d.b.0,9 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,44 \times 38 \times 0,9 \frac{25}{1,5} \times 25 = 627 \text{ KN.}$$

$$T_{u\max} = 37,50 \text{ KN} < 627 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- L'influence sur les aciers :

On doit vérifier : $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9.d} \right)$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \left(37,50 \times 10^3 + \frac{13,50 \times 10^6}{0,9 \times 380} \right) = 2,25 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > 2,25 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \overline{\tau_u}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b.d} = \frac{37,50 \times 10^3}{250 \times 380} = 0,39 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,39 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Ancrage des barres :**

$$l_s = \frac{\Phi}{4} \cdot \frac{f_e}{\tau_{se}}$$

Avec : $\tau_{se} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$

$$l_s = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835} \Rightarrow l_s = 45 \text{ cm}$$

On remarque que la longueur « l_s » est grande alors les armatures doivent comporter des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochet est :

$$l \geq 0,4 \times l_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

d) Les armatures transversales (BAEL 91, modifié/ Art.A.7.22)

➤ Section des armatures :

Le diamètre des armatures transversales d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$\Phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

Avec : h : La hauteur totale de la poutre.

Φ : Le diamètre des barres longitudinales.

b : La largeur totale de la poutre.

$$\Phi \leq \min\left(\frac{40}{35}; 1.2; \frac{25}{10}\right) \longrightarrow \Phi \leq \text{Min} (1.14; 1.2; 2.5) \text{ cm.}$$

$$\Phi \leq 11.4 \text{ mm} \longrightarrow \Phi = 8 \text{ mm}$$

On opte comme armatures transversales un cadre de $\Phi 8$ et un étrier de $\Phi 8$ mm.

➤ Espacement des armatures transversales (BAEL 91 ; Art. A.7.51.22) :

$$S_t \leq \min (0, 9.d; 40\text{cm}) = \min (0, 9 \times 38; 40) = 34.2 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 34.2 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

On doit aussi vérifier la section d'armatures transversales par la condition suivante :

$$\frac{A_u \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \longrightarrow \frac{3,39 \times 400}{25 \times 25} = 2,17 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ L'espacement des armatures transversales :

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_l; 30\text{cm}\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,2; 30\right) = \min \{10; 14, 4; 30\} \text{ cm}$$

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 7 \text{ cm}$$

- En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

➤ Soit : La quantité d'armatures :(Art-7.5.2.2) :

Selon le RPA 99 la quantité d'armatures transversales minimales est donnée par la formule suivante :

$$A_t \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0,003.S.b$$

b : largeur de la portée

S : espacement des armatures transversales.

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 25 \Rightarrow A_{\min} = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,39 \geq A_{\min} = 1,12 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

$$A_{\min} = 1,12 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$(\text{Soit } 1\text{cadre} + 1\text{étrier}) = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

III.8.5 : Vérifications à l'ELS :**➤ Calcul des efforts internes :**

- Le moment isostatique :

$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{11.54 \times 4.80^2}{8} = 33.20 \text{ KN.m}$$

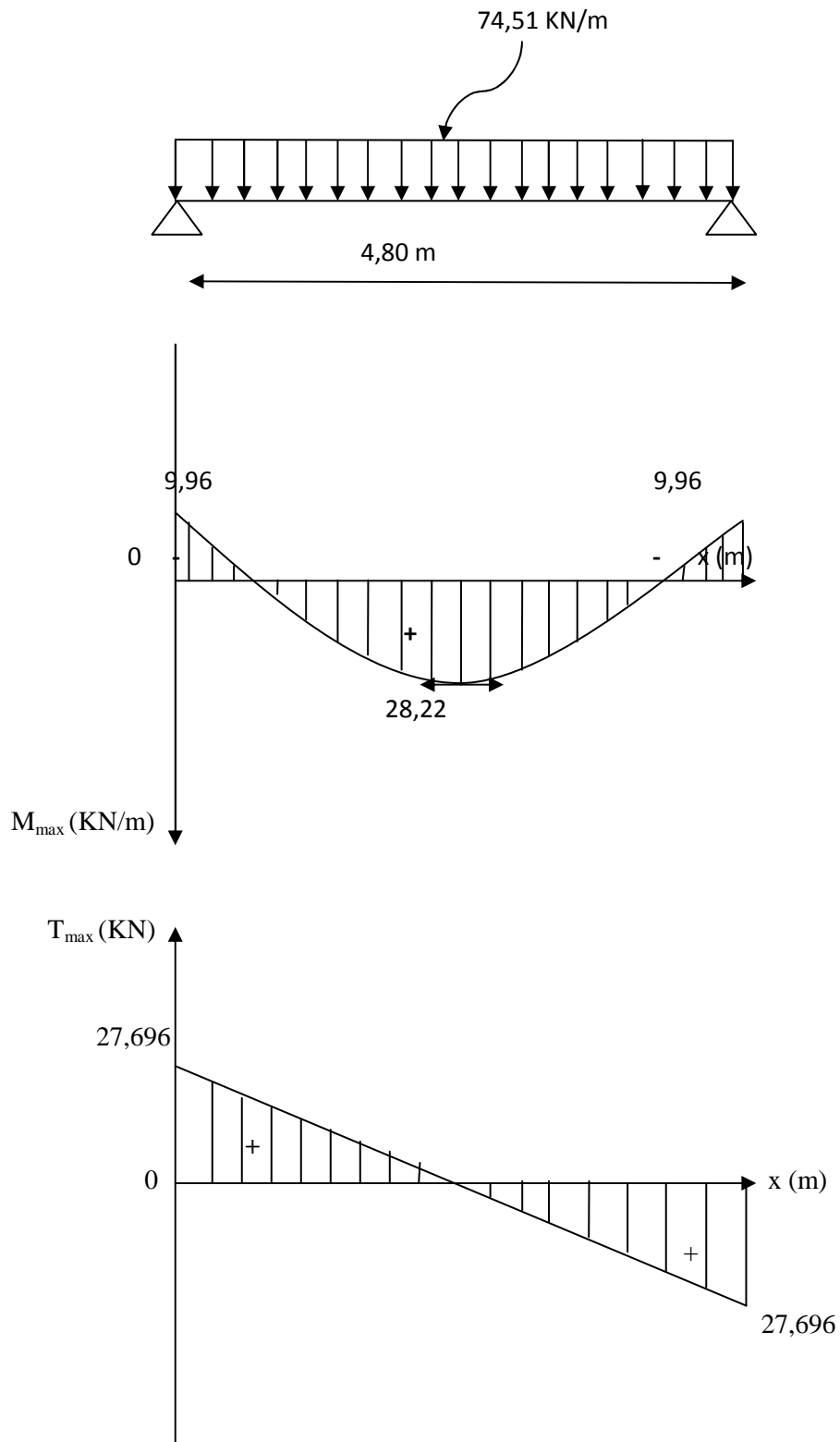
- L'effort tranchant :

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{11.54 \times 4.80}{2} = 27.696 \text{ KN.}$$

En compte tenu de l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appuis : } M_a = -0.3 \times M_s^{\max} = -0.3 \times 33.20 = -9.96 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times M_s^{\max} = 0.85 \times 33.20 = 28.22 \text{ KN.m}$$

**Diagramme des efforts internes à l'ELS.**

➤ **Les différentes vérifications à l'ELS :**

- **Vérification de la contrainte dans le béton :**

- Aux appuis :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_{bc} \text{ avec } \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} \text{ et } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 38} = 0,36$$

$$\rho_1 = 0,36 ; \beta_1 = 0,907 ; k_1 = 38,76$$

$$\sigma_s = \frac{9,96 \times 10^6}{0,907 \times 380 \times 3,39 \times 10^2} = 82,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{82,98}{38,76} = 2,14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,14 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 38} = 0,36$$

$$\rho_1 = 0,36 ; \beta_1 = 0,907 ; k_1 = 38,76$$

$$\sigma_s = \frac{28,22 \times 10^6}{0,907 \times 380 \times 3,39 \times 10^2} = 241,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{241,52}{38,76} = 6,23 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travée est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

➤ **Vérifications de la fleche : (BAEL 99 /Art B.6.5.2) :**

On peut dispenser de calcul de la fleche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{400} \end{array} \right)$$

Donc on a :

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{480} = 0,0833 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

La condition est vérifiée

$$\frac{h}{L} = 0,0833 > \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{28,22}{10 \times 33,20} = 0,0830$$

La condition est vérifiée

$$\frac{A}{b.d} = \frac{3,39}{25 \times 38} = 0,0035 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

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

• **Conclusion :**

Après toutes les vérifications on adopte le ferrailage suivant :

- En travée : 3HA12=3.39cm²
- Aux appuis : 3HA12 = 3.39 cm²
- Les cadres : Ø 8

Avec un espacement de : $S_t = 7\text{cm}$ en zone nodale et de $S_t = 15\text{ cm}$ en zone courante.

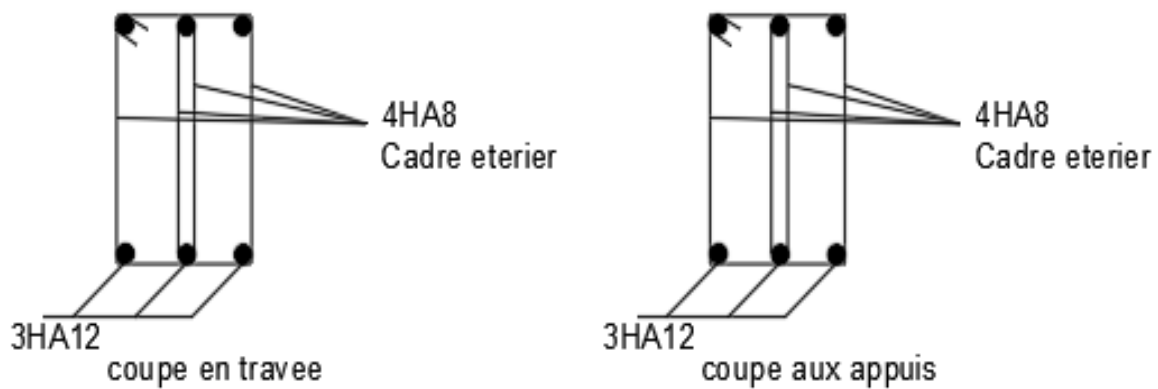


Figure III.21 :ferrailage de poutre de chaînage.

CHAPITRE IV

MODELISATION DE LA STRUCTURE

IV.1) Présentation du logiciel Etabs :

1) Introduction:

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure. Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

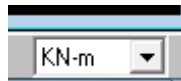
2) Etapes de modélisation :

➤ Première étape:

Elle consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

• Choix des unités:

Le choix du système d'unités pour la saisie de données dans ETABS, se fait du bas de l'écran, on sélectionne **KN.m** comme unités de base pour les forces et déplacements :



• Géométrie de base :

Dans le menu en haut de l'écran on sélectionne **File** ☐ **New model** ☐ **Default.edb**. Cette option permet d'introduire:

- Le nombre de portiques suivant x-x, (dans notre cas nous avons 8 lignes suivant x-x)
- Le nombre de portique suivant y-y, (dans notre cas nous avons 3 lignes suivant y-y)
- Le nombre des étages, (9 niveaux)

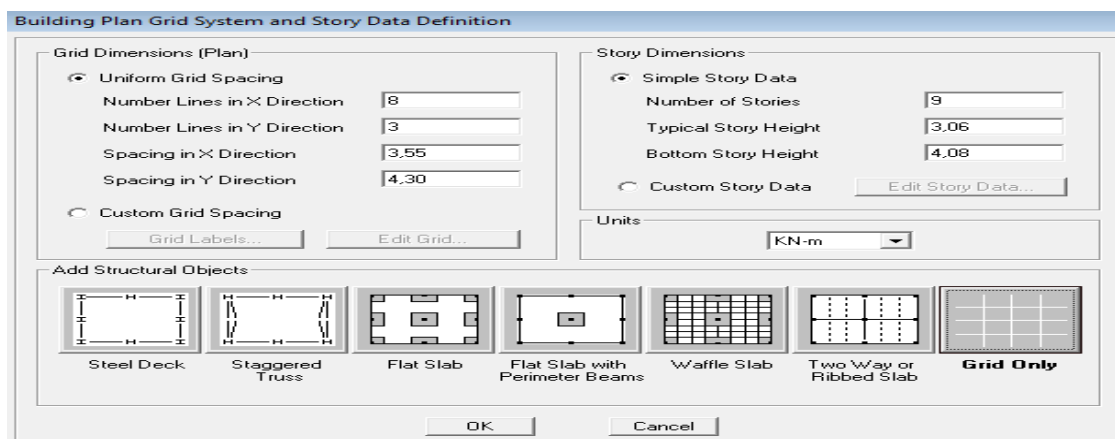


Figure IV.1 : Géométrie de base.

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre à 2D suivant l'un des plans : **X-Y. X-Z.Y-Z.**

- **Modification de la géométrie de base :**

On procédera à la modification des longueurs des trames et des hauteurs d'étage,

On clique sur



On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**

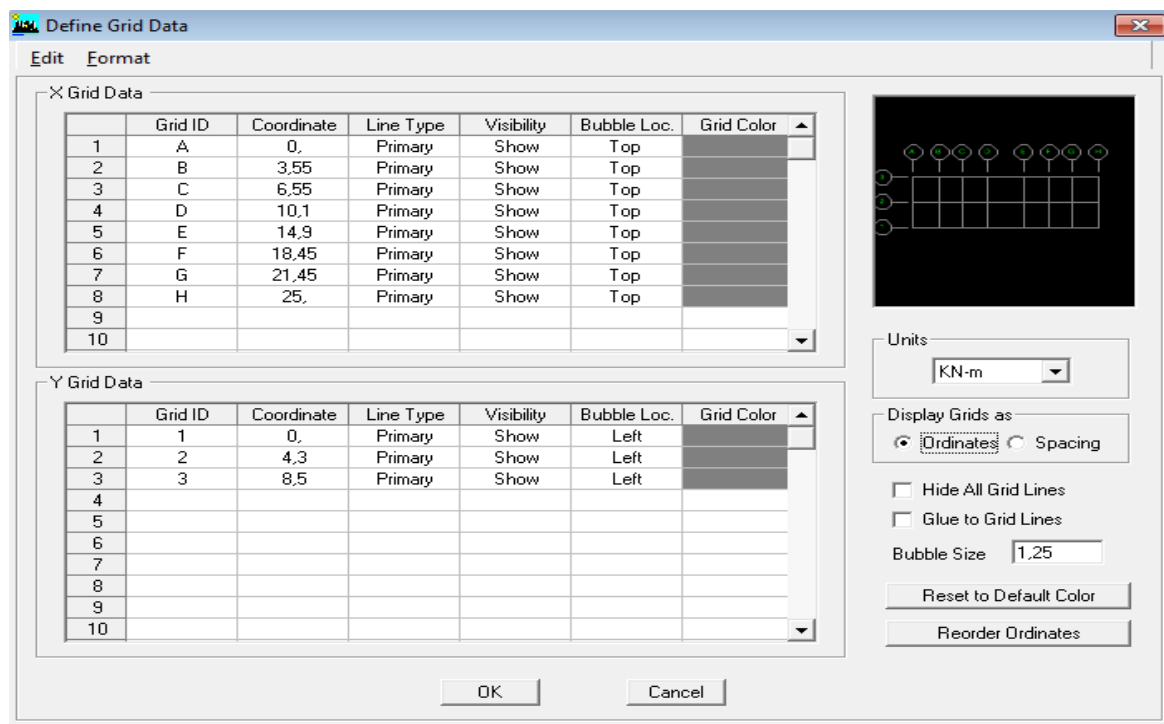


Figure IV.2 :Modification des longueurs de trames suivant X-X et Y-Y.

➤ **Deuxième étape:**

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** ☐ **Material proprietes** nous sélectionnons **Add new materiale**
 ⇒ **Material name B25.** Les modifications inscrites dans la figure suivante



Figure IV.3 : Géométrie de base.

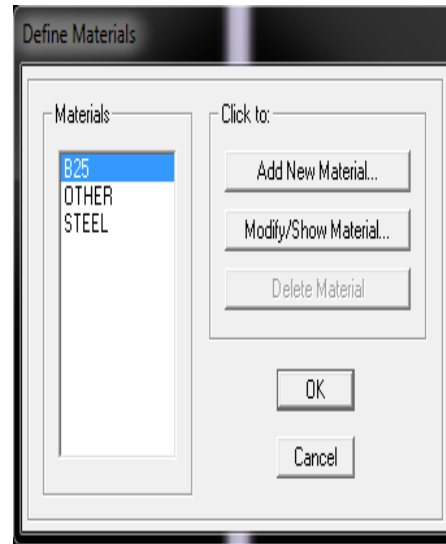


Figure IV.4 : Définir un nouveau matériau.

➤ Troisième étape:

La troisième étape consiste à l'affection des **propriétés géométriques** des éléments (Poutres, poteaux et voile)

Nous choisissons le menu **Define** ☐ **Frame sections**  , On clique sur la liste D'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire

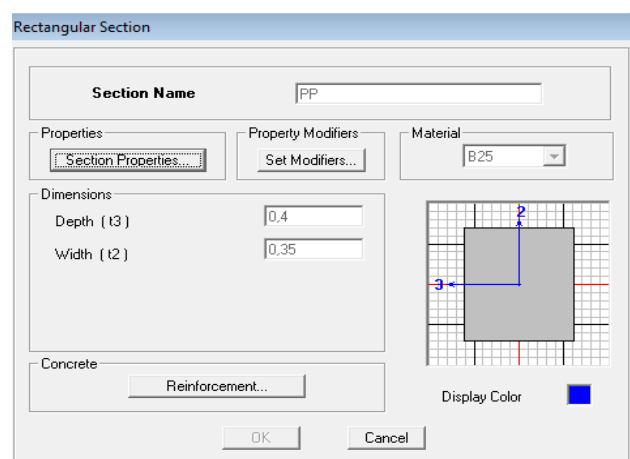
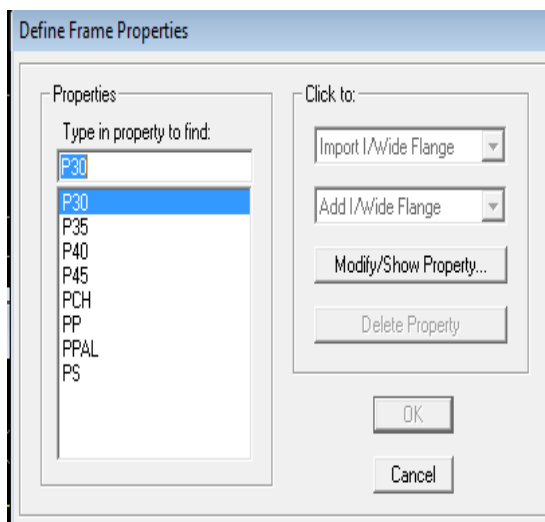


Figure IV.5 :Dimensionnement des éléments.

L'icône **Reinforcement** ouvre une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS

Nous procéderons de la même manière pour les autres éléments

Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **surfaciques** (voile, planché)

On choisit le menu :

Define ☐ **wall/slab/decksection** ☐ **Add new Wall** pour le dimensionnement du voile

Define ☐ **wall/slab/deckssection** ☐ **Add new slab** pour le dimensionnement du plancher

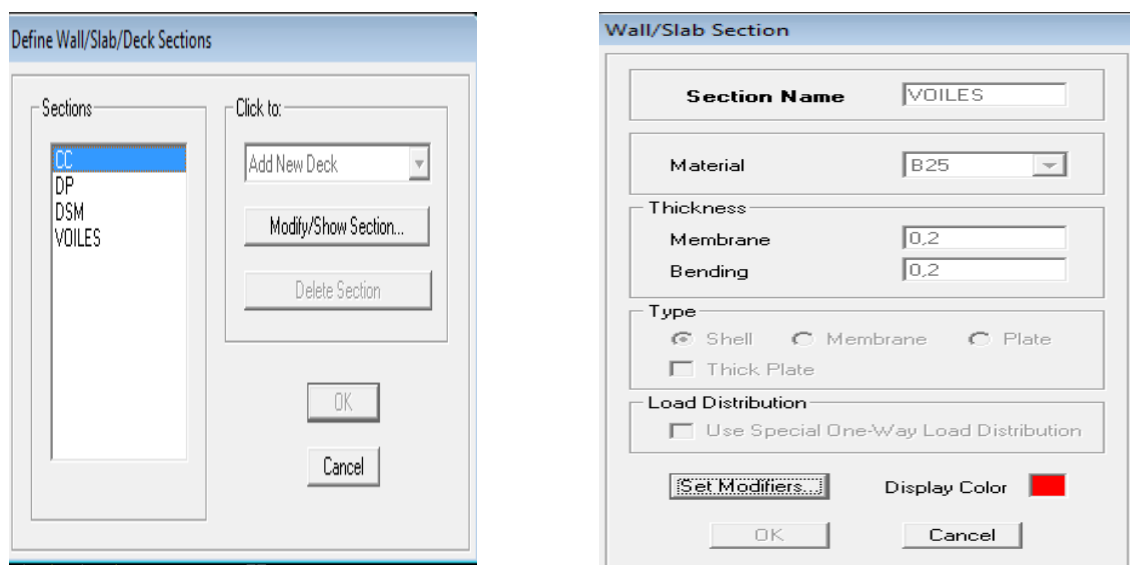


Figure IV.6 :Dimensionnement des voiles.

➤ Quatrième étape :

Définir les charges appliquées à la structure modélisée.

- **Charges statiques (GetQ):**

La structure est soumise à des charges permanentes(**G**) et des surcharges d'exploitation (**Q**).

pour les définir on clique sur :**Define** ☐ **Static LoadCases**

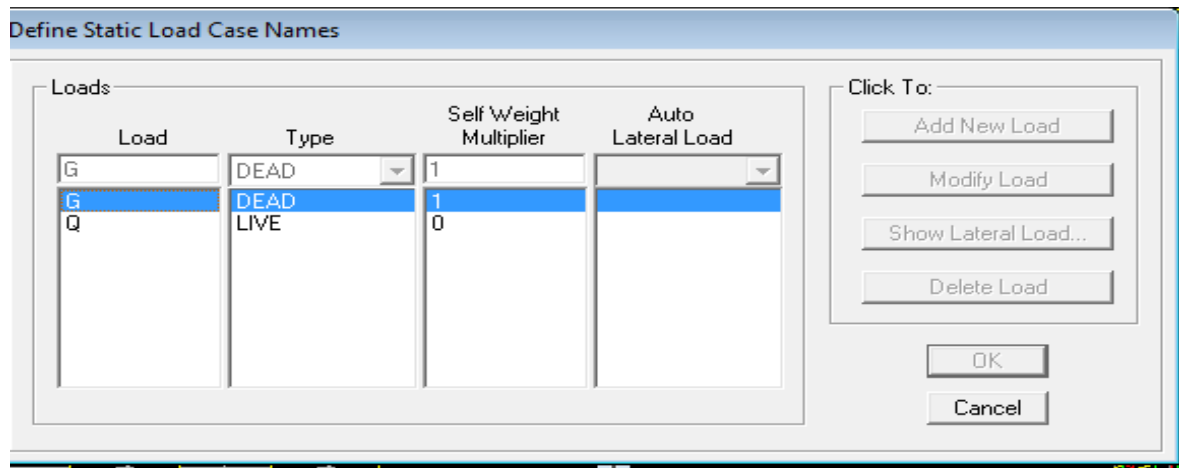


Figure IV.7 :Définition des charges G et Q.

- **Charge dynamique(E):**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélérations $[(S_a/g)$ Accélération spectrale] pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

- **Données à introduire dans le logiciel:**
 - **Zone:** II_A (Zone à sismicité élevée, voir Annexe 1 du RPA 2003)
 - **Groupe d'usage:** 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA 2003)
 - **Coefficient de comportement:** $A=5$. (Mixte portique/voile avec interaction)
 - **Remplissage:** Dense
 - **Site:** S3 (site meuble)
 - **Facteur de qualité (Q):** $Q=1+ \sum Q_n$

On ouvre l'application en cliquant sur l'icone: 

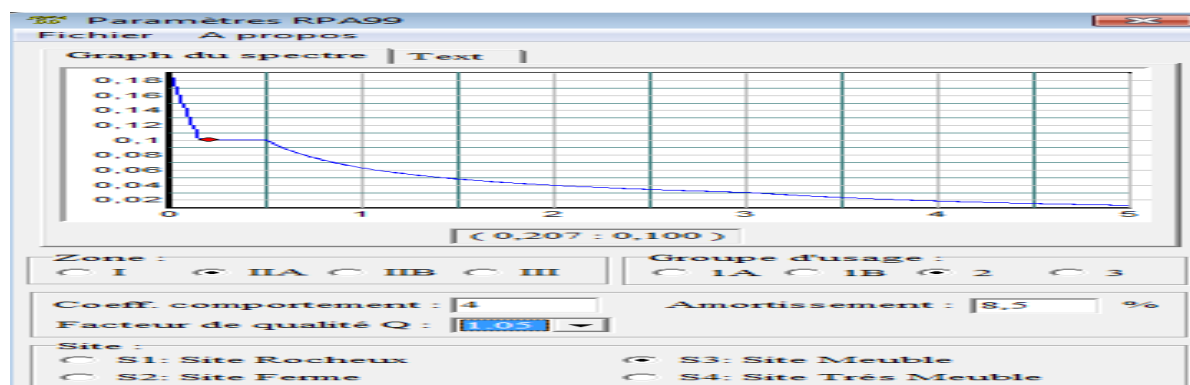


Figure IV.8 :Le spectre de réponse.

En suite on introduit le spectre dans le logiciel **ETABS** par:

Define □ **Response Spectrum Functions** □ □ **Add Spectrum from file**

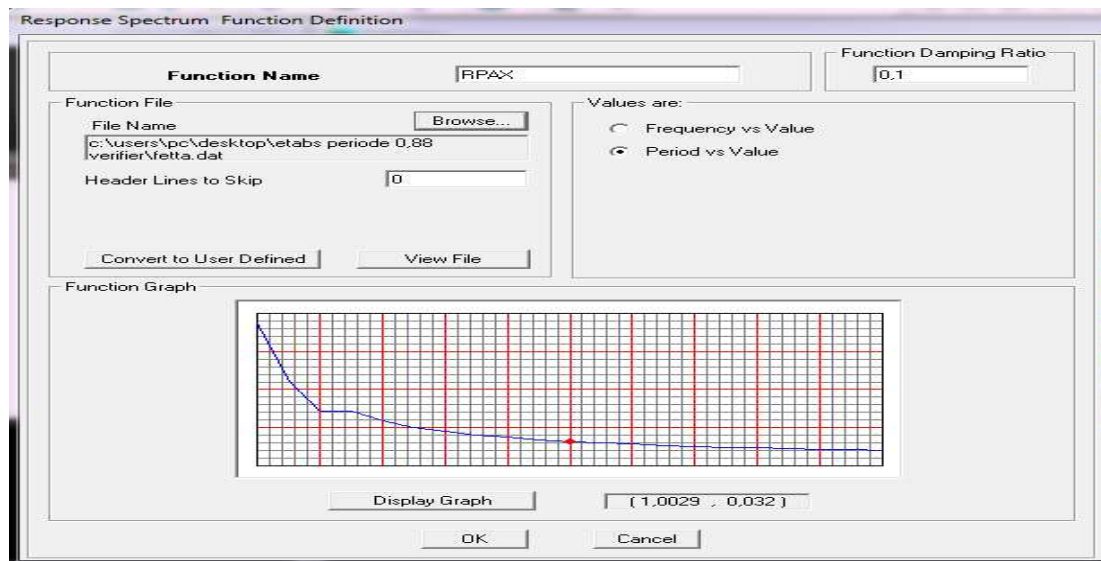
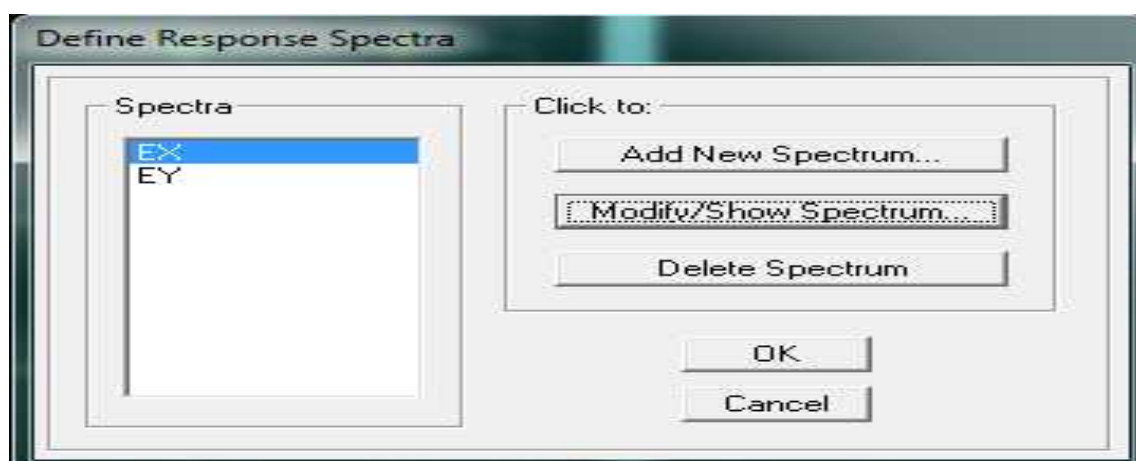


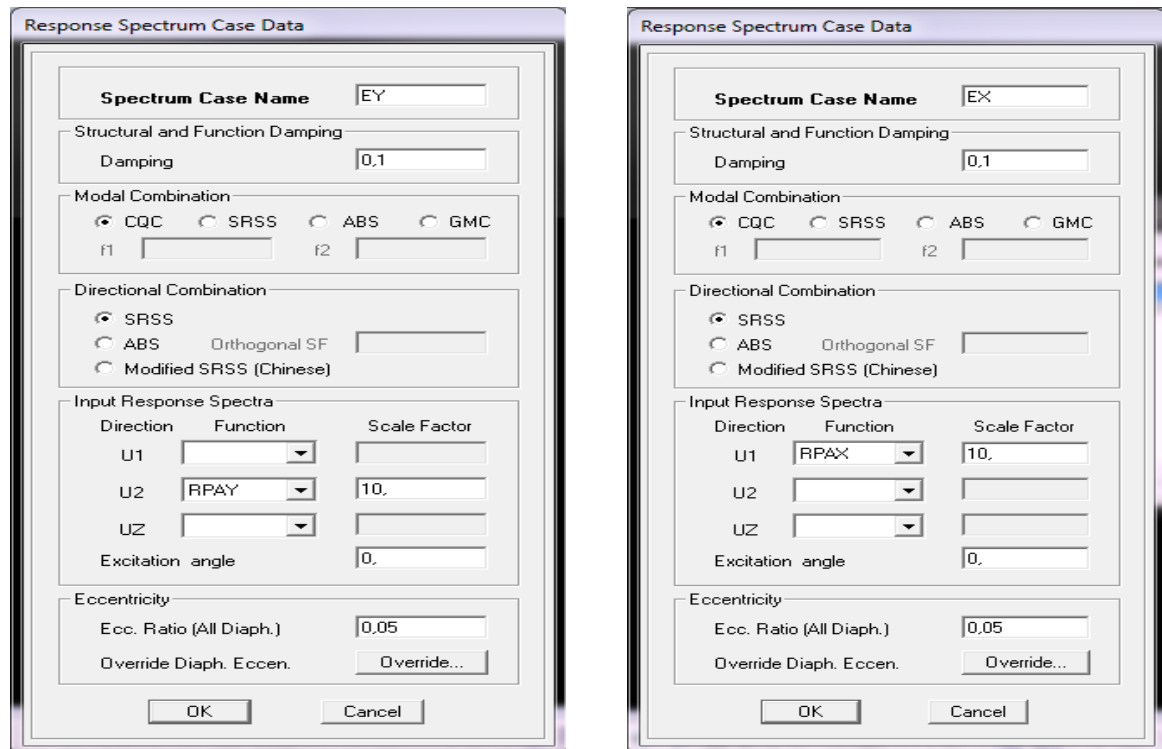
Figure IV.9 :Introduction du spectre de réponse.

Après l'introduction du spectre, vient la prochaine étape qui consiste à la définition du Chargement E_X et E_Y (séisme), pour cela on clique sur:

Define Responses spectrum cases □ **Add New Spectrum** (ou )

Dans la partie **In put Response Spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dont les deux direction principales sont U_1 et U_2 .



Figure IV.10 :Définition du chargement E_x et E_y (séisme).

➤ Cinquième étape:

Chargement du plancher

• Etapes du chargement :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne les plancher et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur:

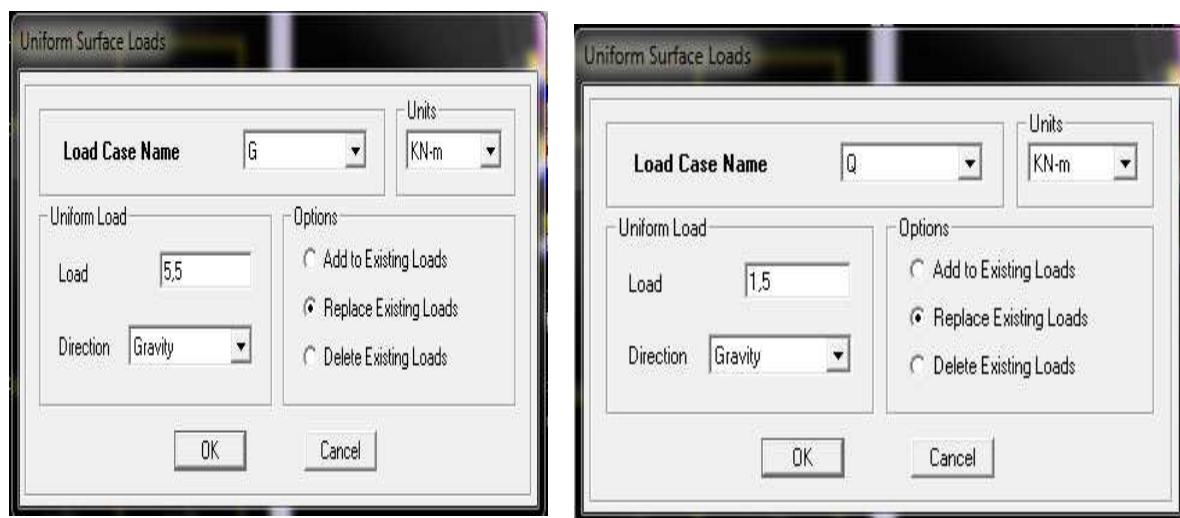
Assign ☐ Shell/Area loads ☐ Uniform...ou sur

Figure IV.11 :Chargement du plancher.

On spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**) sur la case **Load Case Name**, ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**

➤ **Sixième étape:**

• **Introduction des combinaisons d'actions :**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont:

▪ **Combinaisons aux états limites (ELU/ELS): ELU :**

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

$$\text{ELS: } G + Q$$

▪ **Combinaisons accidentelles du RPA:**

$$\text{GQ E: } G + Q \pm E$$

$$0,8\text{GE: } 0,8G \pm E$$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define ☐ **load Combinations** ☐ **Add New Combo** ou

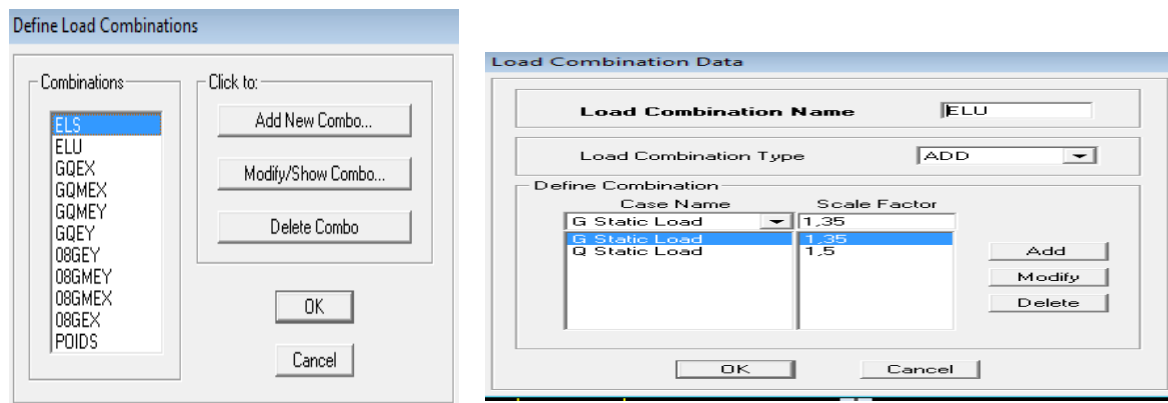


Figure IV.12 :Introduction des combinaisons d'actions.

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions

➤ **Septième étape :**

• **Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes):**

▪ **Appuis:**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastéré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur:

Assign ☐ **Joint/point** ☐ **Restraints** ou

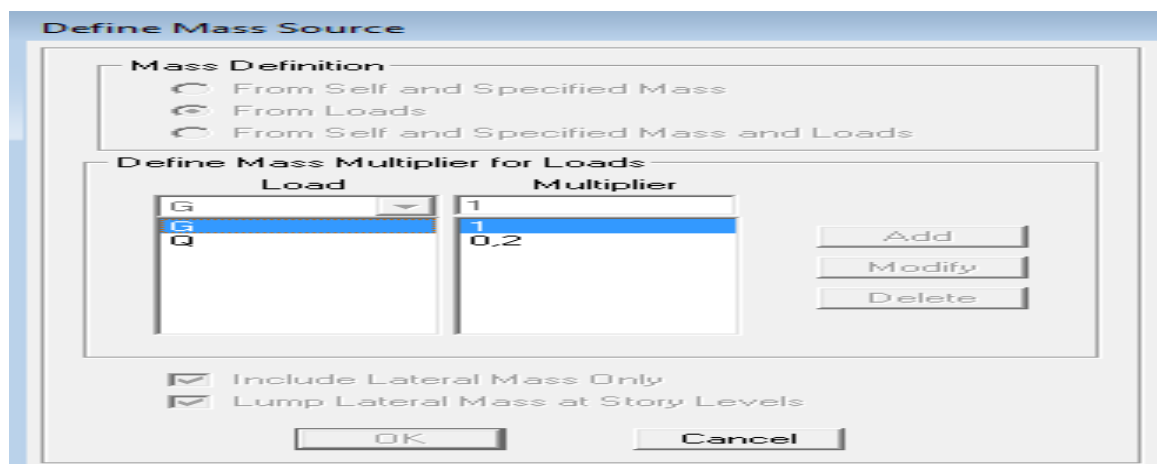




Figure IV.13 :Encastrement des appuis.

- **Mass-Source :**

Introduire la masse sismique $G+0,2Q$ par: Define ☐ Mass source (ou )

Figure IV.14 :La combinaison du poids ($G+0,2Q$).

- **Diaphragme:**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur:

Assign ☐ Joint/point ☐ Diaphragm ☐ Add New Diaphragm ou 

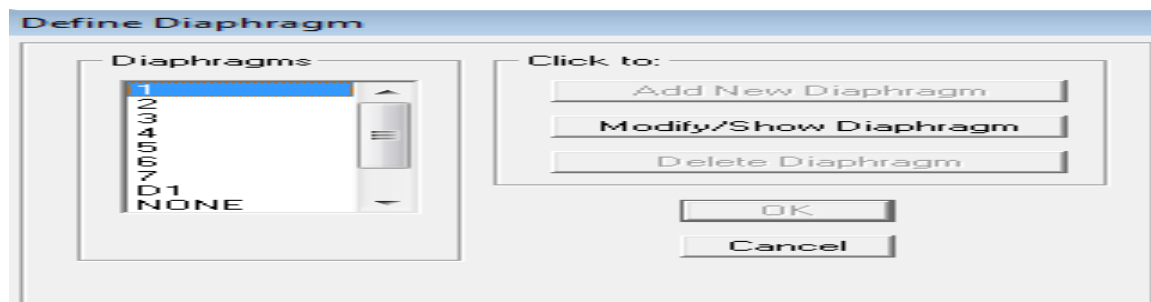


Figure IV.15 :le diaphragme.

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragme** on clique sur **OK** pour valider et on refait la même opération pour tous les autres planchers.

➤ **Huitième étape :**

• **Analyse et visualisation des résultats**

Pour le lancement de l'analyse:

Analyze ☐ **Run Analysis**

Pour la visualisation des résultats:

• **Période et participation modale:**

Dans la fenêtre **Display** ☐ **show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison «**Modal**».

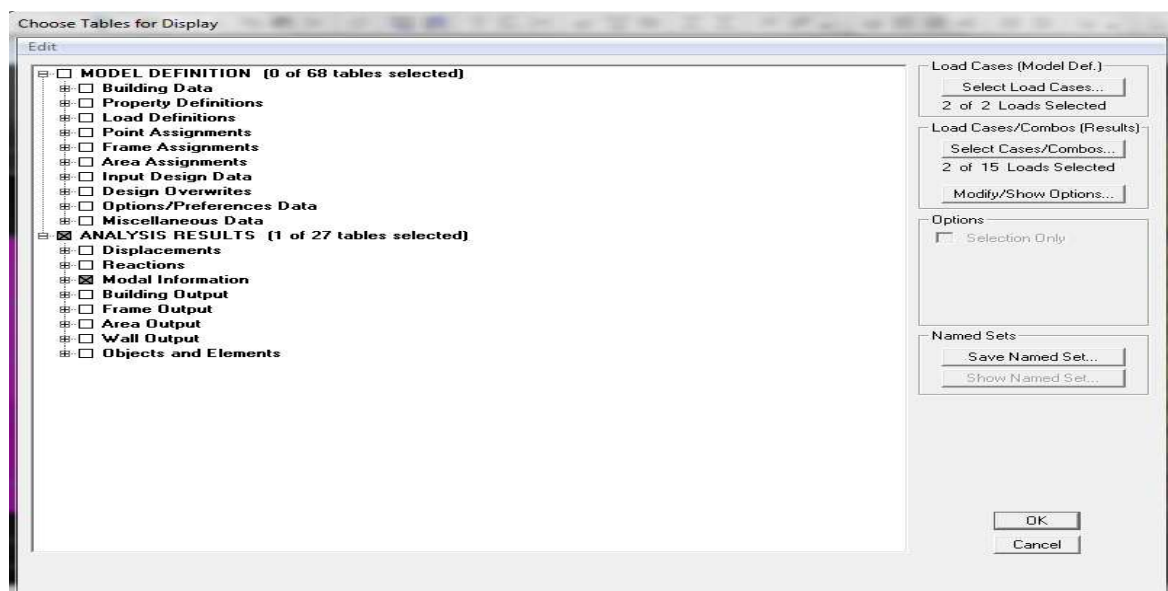



Figure IV.16: Choix des tableaux à afficher.

• **Déformée de la structure:**

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape**  et on sélectionne une combinaison d'actions.

• **Diagramme des efforts internes:**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram**  dans le menu **Display**

• **Efforts internes dans les éléments barres:**

▪ **Les poutres:**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on

clique sur :

Display ☐ **Show tables** ☐ **frame out put** on sélectionne «**Frame Forces**»(Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**

▪ **Les poteaux:**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres

▪ **Déplacements:**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche «**Displacements**»

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **U_x** correspond au sens xx, et **U_y** au sens yy,

▪ **Effort tranchant et moment sismique à la base:**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche«**Base Reactions**» ensuite dans «**Select Cases/comb**» on choisit« **EX ou EY Effort tranchant de niveau:**Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau,on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3DView** et on sélectionne le plan XZDans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **EX ouEY**

.Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

Remarque : En désélectionnant la case **wall** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles.

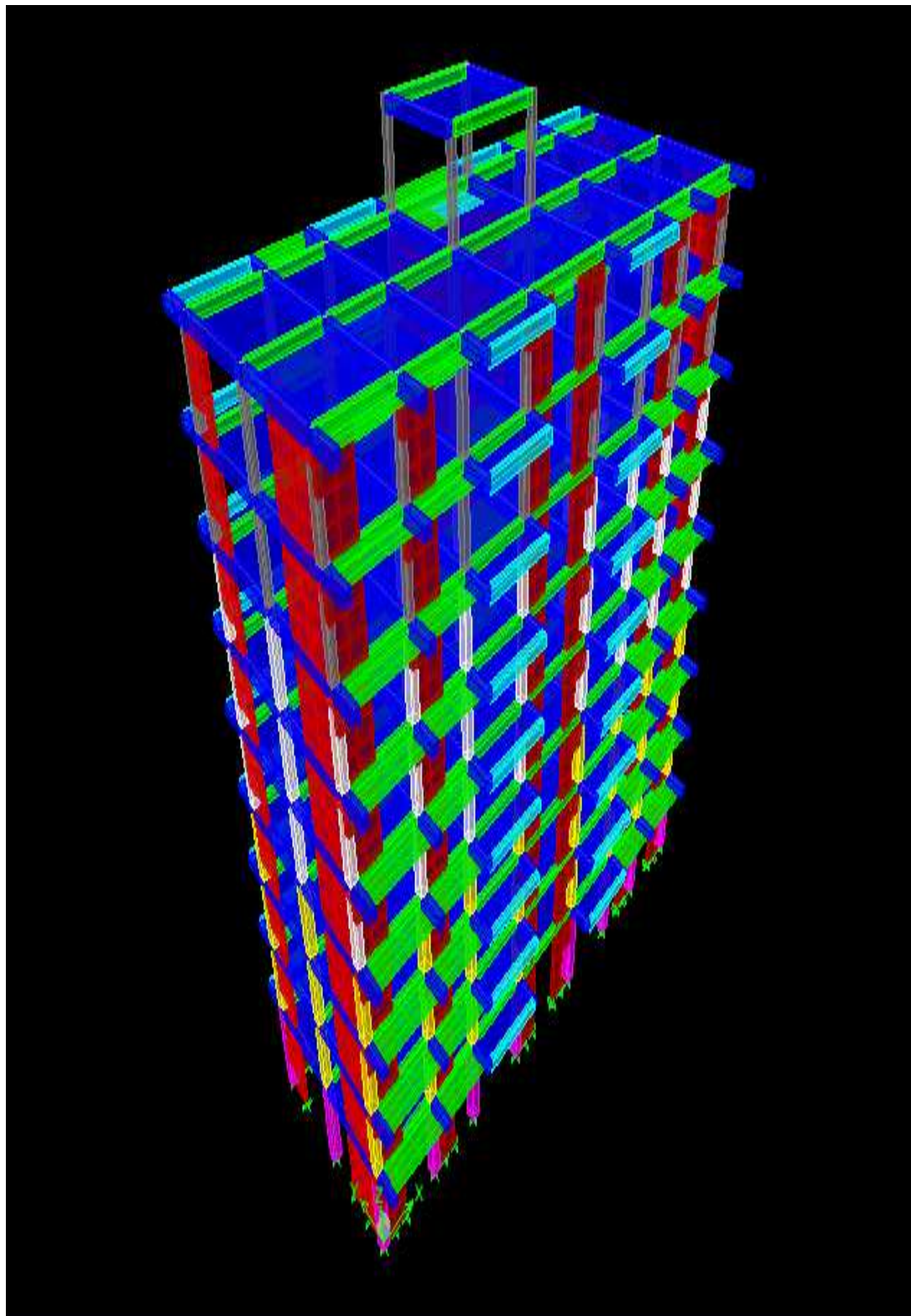


Figure IV.17:Modèle 3D de la structure.

- **Vérification des modes de vibration :**

Après avoir fini l'analyse de la structure ETABS donne les modes de vibrations et la période qu'on compare a celle de calculer qui égale a (0,8667) ,vérifier la disposition des voiles et des portique en suivant les étapes suivantes :

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
▶	1	0,774168	0,0496	70,5951	0,0000	0,0496	70,5951	0,0000	98,5785	0,0683	0,0003	98,5785	0,0683	0,0003
	2	0,703046	73,9589	0,0470	0,0000	74,0084	70,6420	0,0000	0,0668	99,0535	0,2291	98,6453	99,1218	0,2294
	3	0,602434	0,1821	0,0022	0,0000	74,1905	70,6443	0,0000	0,0020	0,3057	72,3066	98,6472	99,4275	72,5360
	4	0,210009	11,8142	0,2524	0,0000	86,0048	70,8967	0,0000	0,0153	0,2228	0,0231	98,6625	99,6503	72,5591
	5	0,203203	0,1666	15,3410	0,0000	86,1714	86,2377	0,0000	0,8748	0,0036	0,0011	99,5374	99,6539	72,5602
	6	0,178239	3,5361	0,0012	0,0000	89,7074	86,2389	0,0000	0,0001	0,0721	0,9297	99,5375	99,7261	73,4899
	7	0,168034	0,1966	0,0008	0,0000	89,9041	86,2397	0,0000	0,0000	0,0084	7,9532	99,5375	99,7345	81,4431
	8	0,159497	0,0043	1,9535	0,0000	89,9084	88,1932	0,0000	0,1132	0,0006	1,0530	99,6507	99,7351	82,4960
	9	0,159430	0,0717	0,3571	0,0000	89,9800	88,5503	0,0000	0,0185	0,0058	6,4969	99,6692	99,7408	88,9929
	10	0,096000	5,3534	0,0179	0,0000	95,3335	88,5682	0,0000	0,0009	0,2081	0,0003	99,6701	99,9490	88,9933
	11	0,083809	0,0153	6,2878	0,0000	95,3488	94,8560	0,0000	0,2572	0,0005	0,0036	99,9273	99,9495	88,9969

➤ **Conclusion :**

- La période donnée par l'ETABS (0,77s) est inférieure à celle calculer (0,87s) donc la structure est stable et la disposition des voiles est convenable.
- 1^{er} mode translation selon Y (70,59%)
- 2^{ème} mode translation selon X (73,95%)
- 3^{ème} mode rotation autour de Z

CHAPITRE V

VERIFICATION RPA

V. Vérification des résultats du logiciel selon le RPA (2003) :

Avant de passer au ferrailage de la structure le règlement parasismique algérien exige de faire les vérifications suivantes :

- -Pourcentage de masse participante.
- -estimation du période fondamentale.
- -Vérification de l'excentricité.
- -Vérification de l'effort tranchant à la base.
- -Vérification de l'effort normal réduit.
- -Vérification des déplacements inter étage.
- -Vérification du déplacement maximum au sommet.
- -Vérification du déplacement seconde ordre (l'effet P- Δ)

V.1 Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions ; se fait à l'aide des trois méthodes :

- ❖ Par la méthode statique équivalente (dans notre cas n'est pas applicable **RPA 4.1.2**)
- ❖ Par Méthode dynamique qui regroupe :
 - Par la méthode d'analyse modale spectrale
 - Par la méthode d'analyse dynamique par accélérographes.

Dans notre cas l'application de la méthode statique équivalente (**MSE**) n'est pas admise, les conditions de son application ne sont pas totalement réunies :

- Condition d'hauteur : $H = 31,62\text{m} < 48\text{ m}$ en zone IIa.
- ❖ La méthode d'analyse par accélérographes nécessite l'intervention de spécialistes. La méthode qui convient dans notre cas et dans tous les cas, est la méthode modale spectrale.

Principe de la méthode dynamique modale spectrale :

Par la méthode dynamique modale spectrale, il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont ensuite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Dès lors, le choix d'un support convenable pour le calcul et la modélisation de la structure deviennent nécessaires.

Caractéristiques de la structure relative à l'étude dynamique :

- La structure est classée en groupe d'usage 2 (RPA 2003 3.2).
- Le sol est de catégorie S3 (site meuble), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.
- La structure se trouve dans une zone de moyenne sismicité Zone IIa.
- La structure étudiée fait 31,62 m de hauteur (R+8), le système structural est contreventé par voile et portique en béton armé. Dans ce cas les voiles doivent reprendre plus de 20% des charges dues aux sollicitations verticales et au moins 75% de l'effort tranchant d'étage.

Modélisation de la structure :

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel **ETABS**, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 9 niveaux (RDC+8) encastree à sa base. Les voiles sont disposés de telle sorte à renforcer les vides au niveau des planchers et les zones flexibles. Cette disposition va être modifiée suivant la conformité du comportement de la structure aux recommandations de RPA99 modifié 2003.

Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voiles et portiques), les éléments non structuraux sont introduits comme charges (escaliers, balcons...).

- ✚ Les poteaux, poutres sont modélisés par un élément de type **FRAME**.
- ✚ Les voiles et dalles pleines par un élément de type **SHELL**

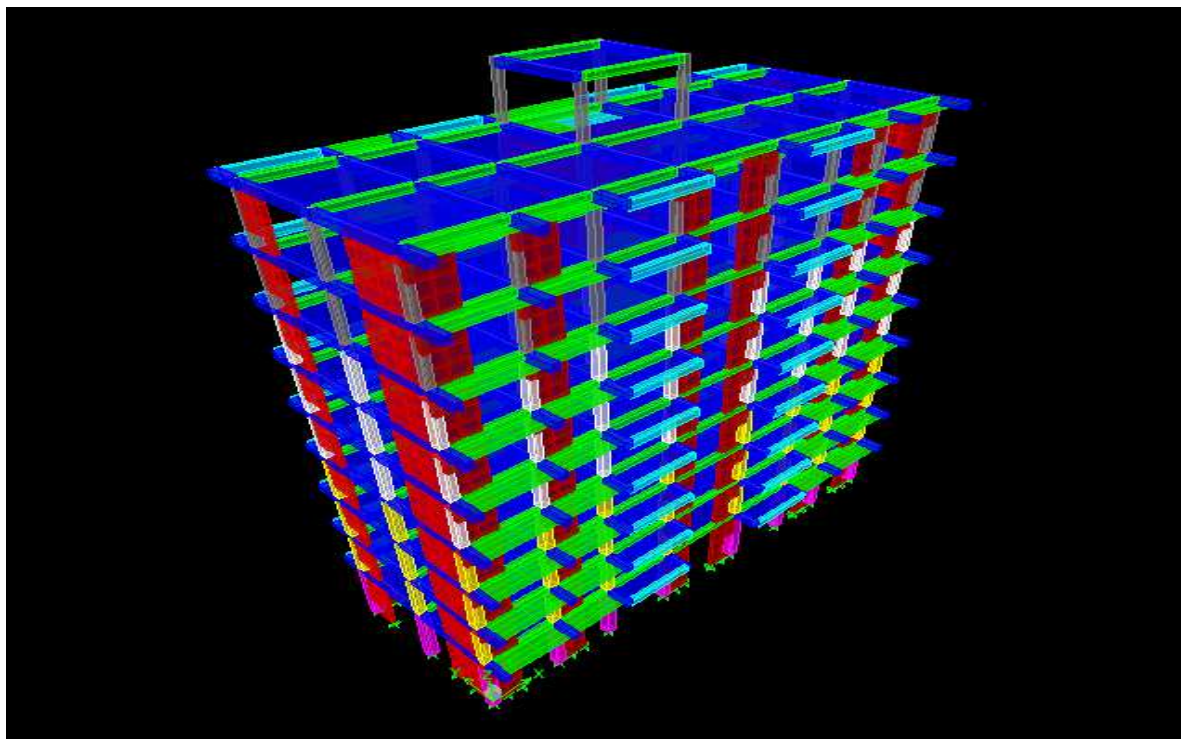
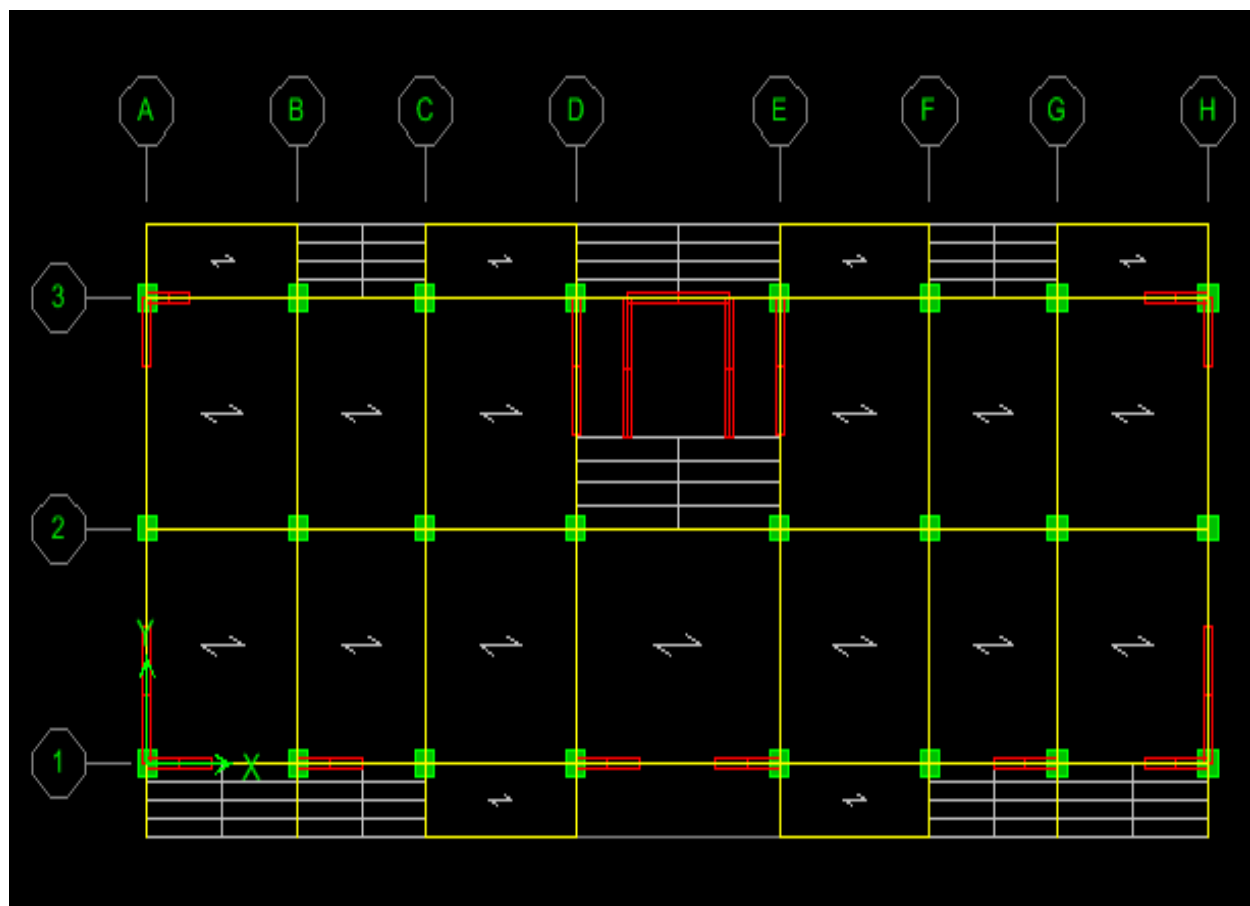


Figure .V.1 :Modèle 3D de la structure.

V.1. Disposition des voiles :

On doit donc vérifier les conditions données par le RPA99 version 2003 :

- Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les voiles doivent reprendre au moins 75% des sollicitations dues aux charges horizontales.
- Une excentricité accidentelle égale à $\pm 0.15 L$ (L : la plus grande portée du plancher perpendiculairement à l'action sismique considérée) doit s'ajouter à l'excentricité théorique calculée pour chaque plancher et pour chaque direction de l'action sismique.
- Les périodes propres ne doivent pas varier brusquement entre deux modes successifs.



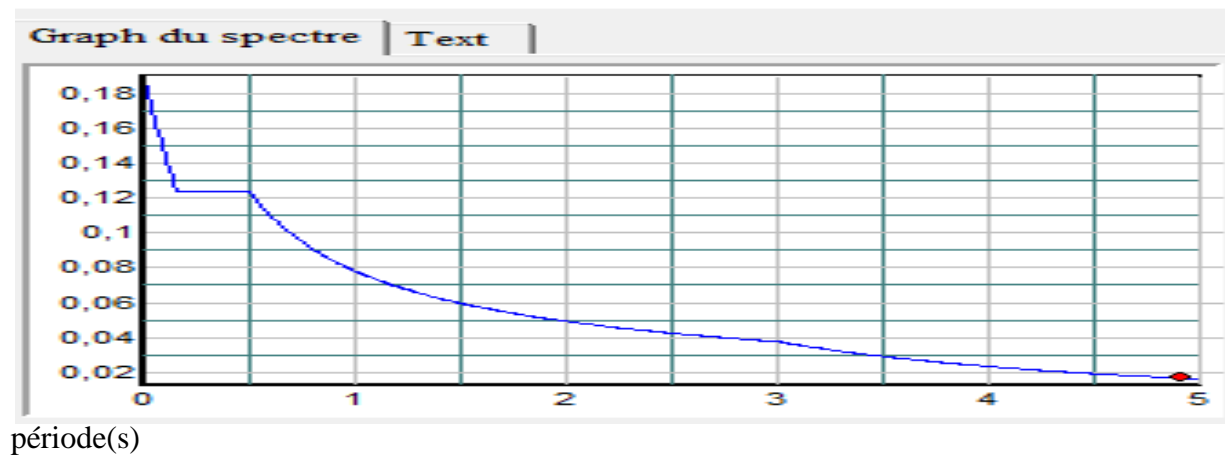


Figure. V.3 :Spectre de réponse de calcul.

Fig. V-3 : Spectre de réponse de calcul.

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (\text{RPA 2003 A})$$

4.3.3)

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site. , donné par le tableau (4.7 RPA/99)

La nature du sol : Site meuble (S₃) $\Rightarrow T_2 = 0.5 \text{ s.}$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages. (Tab 4.2. RPA99/ version 2003).

D'où : $\xi = 8,5 \%$ $\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8,5}} = 0.816 \geq 0.7$

La valeur de la période fondamentale (**T**) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = \min \left(C_T h_n^{3/4}, \frac{0.09 h_n}{\sqrt{L}} \right)$$

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage **C_T = 0.05** (contreventement est assuré partiellement ou totalement par voiles, **RPA/ tableau 4.6**).

L : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Mode	Période	UX	UY	U Z	SumUX	SumUY	Sum UZ	RX	RY	RZ
1	0,77416	0,0496	70,59	0	0,0496	70,595	0	98,57	0,068	0
2	0,70304	73,958	0,047	0	74,008	70,642	0	0,066	99,05	0,22
3	0,60243	0,1821	0,002	0	74,190	70,644	0	0,002	0,305	72,3
4	0,21000	11,814	0,2524	0	86,004	70,896	0	0,015	0,222	0,02
5	0,20320	0,1666	15,341	0	86,171	86,237	0	0,874	0,003	0,00
6	0,17823	3,5361	0,0012	0	89,701	86,238	0	0,000	0,072	0,92
7	0,16803	0,1966	0,0008	0	89,904	86,239	0	0	0,008	7,95
8	0,15949	0,0043	1,9535	0	89,908	88,193	0	0,113	0,000	1,05
9	0,15943	0,0717	0,3571	0	89,98	88,550	0	0,018	0,005	6,49
10	0,096	5,3534	0,0179	0	95,333	88,568	0	0,000	0,208	0,00
11	0,08380	0,0153	6,2878	0	95,348	94,856	0	0,257	0,000	0,00

Tableau. V.1 :Période et participation massique.

Dans notre cas le nombre de mode a considéré est tous les modes qui sont donné par L'ETABS 11.

- Mode fondamentale :

D'après les résultats qui sont données *par l'ETABS* dans le tableau ci-dessus on remarque que le mode fondamental est le 2^{ème} mode qui nous donne un pourcentage maximum de participation **73,958%** de translation.

V.2.Estimation de la période fondamentale de la structure RPA99 version 2003 (Art 4.6)

- La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
- La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

La valeur de la période empirique peut être calculée comme suit :

	Système de contreventement	C _T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau V.2 : Valeurs du coefficient C_T.

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 **du RPA2003.... [1] C_T=0.05.**

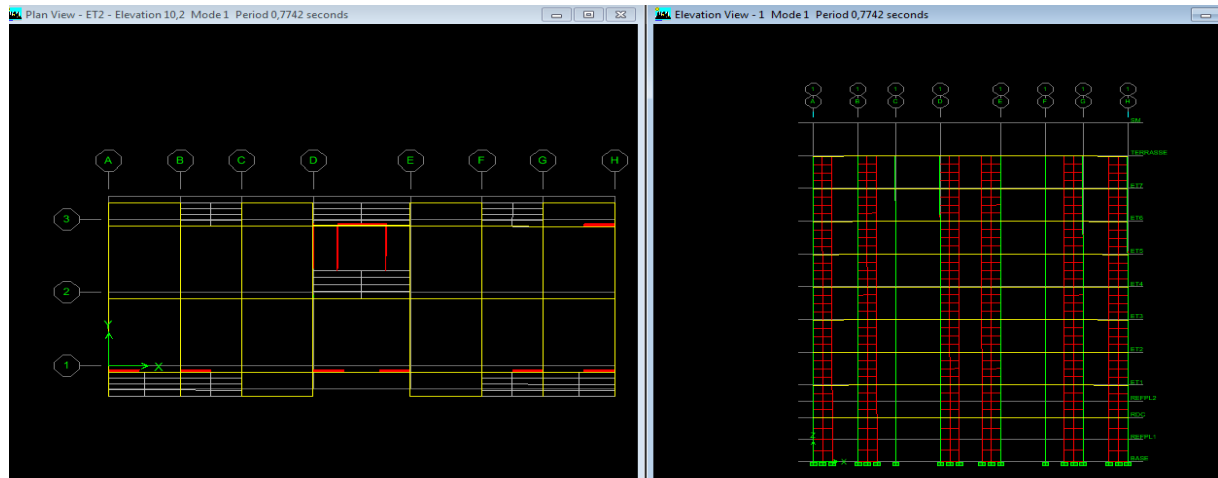
Remarque :

Les valeurs de **T**, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

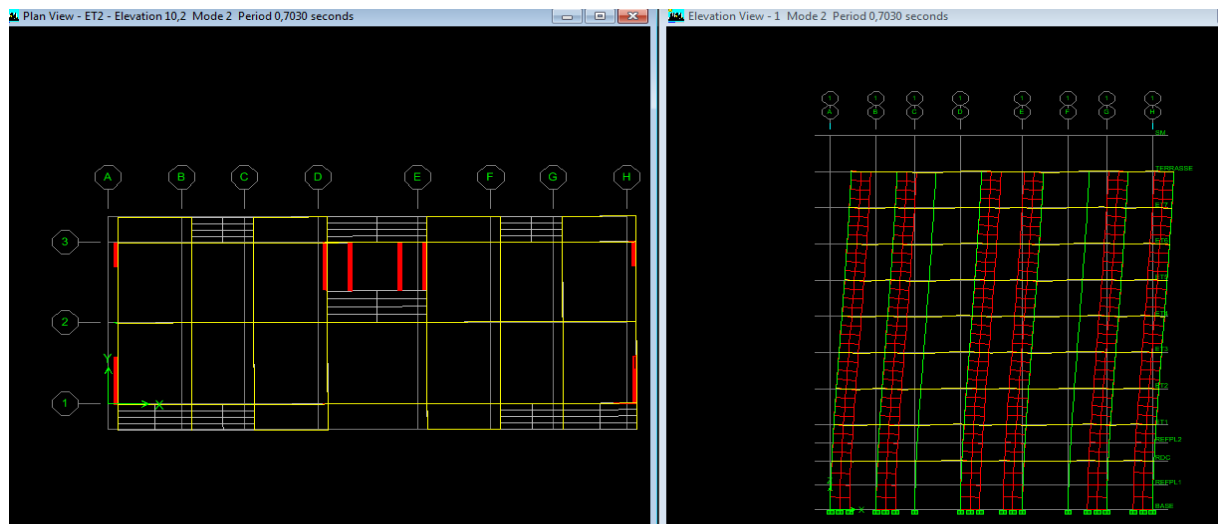
$$T = 0,05 \times 31,62^{3/4} = \mathbf{0,6667s}$$

$$D'où : T = 1,3 \times 0,6667 = \mathbf{0,8667} \geq T_{Etabs} = \mathbf{0,774[s]} \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

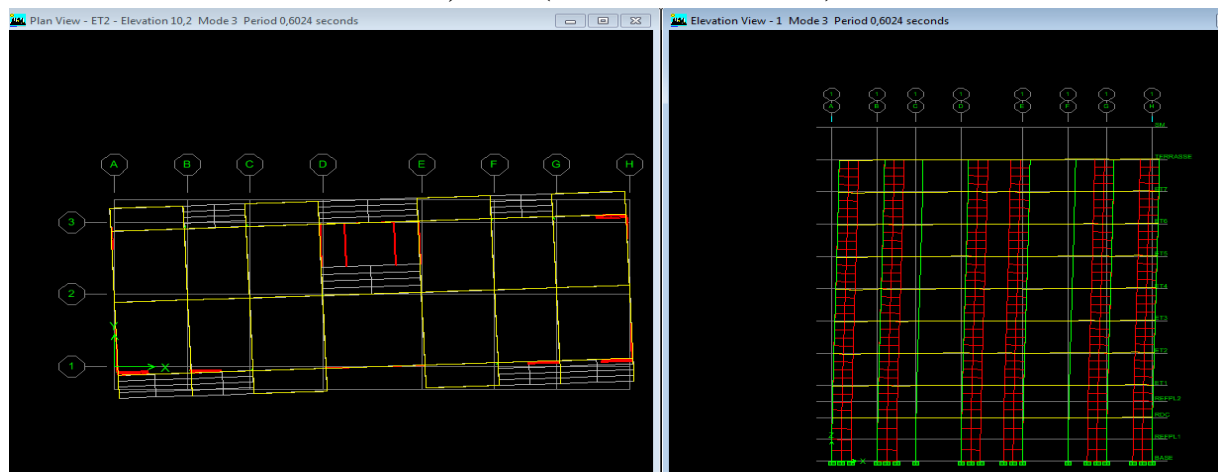
1^{er} mode de vibration
 $T = 0.77416s$ (Translation suivant OY).



2^{er} mode de vibration
 $T = 0,70304s$ (Translation suivant OX)



3^{er} mode de vibration
 $T = 0,6024s$ (Rotation suivant Oz).



V.3. Vérification de l'excentricité :

Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :

N	Masse		Centre masse		Centre de torsion		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	ex	ey
1	304,932 5	304,932 5	12,56 1	4,29 3	12,543	3,965	0,021	0,328	1,25	0,42
2	286,449 3	286,449 3	12,59 6	4,27 9	12,55	4,405	0,046	0,126		
3	286,449 3	286,449 3	12,59 6	4,27 9	12,56	4,611	0,036	0,332		
4	282,938 9	282,938 9	12,59 7	4,27 9	12,571	4,684	0,026	0,405		
5	280,091 1	280,091 1	12,59 8	4,27 9	12,583	4,675	0,015	0,396		
6	280,091 1	280,091 1	12,59 8	4,27 9	12,594	4,624	0,004	0,345		
7	277,048 8	277,048 8	12,59 9	4,28	12,606	4,55	0,007	0,27		
8	273,812 4	273,812 4	12,60	4,26 6	12,617	4,458	0,017	0,192		
9	253,292 4	253,292 4	12,55 4	4,33 3	12,628	4,35	0,074	0,017		
10	18,6123	18,6123	12,50	6,4	12,505	6,375	0,005	0,025		

Tableau V.3 : Centre de torsion et centre de masse de la structure

➤ **L'excentricité :**

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

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

a) Excentricité accidentelle : (RPA 2003/Art 4.2.7) :

Le RPA dicte que : $e_x = 0.05 \times 25 = 1,25$

$$e_y = 0,05 \times 8,50 = 0,425$$

b) Excentricité théorique :

$$\left\{ \begin{array}{l} E_x = CM_X - CR_X \rightarrow E_x = 0,046 \text{ m} < 1,25 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ E_y = CM_Y - CR_Y \rightarrow E_y = 0,405 \text{ m} < 0,425 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

V.4. Vérification de l'effort tranchant à la base : RPA33 version 2003 (Art 4.3.6)**❖ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente**

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

- **A** : Coefficient de l'accélération de zone.
- **R** : coefficient de comportement global de la structure.
- **W** : poids total de la structure.
- **D** : facteur d'amplification dynamique.
- **Q** : facteur de qualité.

Pour faire le calcul, on doit déterminer les coefficients suivants :

➤ Coefficient d'accélération de zone (A)

Le coefficient A est donné par le **tableau 4-1-RPA 2003** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
2B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau V.4. Coefficient d'accélération de zone A.

A = 0.15 (groupe d'usage 2, zone IIa) [1]

➤ Facteur d'amplification moyen D

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5\eta T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}}T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(T_2/3,0)^{\frac{2}{3}}(3,0/T)^{\frac{5}{3}}T \geq 3,0s \end{cases}$$

T₂ et T₁ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le

Tableau 4.7 (RPA Ver 2003).....1

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T_{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T_{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau V.5. Période caractéristique.

Site 3 \longrightarrow T₂=0.50 /T₁=0,15[s] (Site meuble) [1]

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

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

ξ: Pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux.

$$\xi = (10+7) / 2 = 8.5\%.$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+8.5)}} = 0,816 > 0,7 \text{ vérifiée.}$$

$$T_x = \min \left(C_T \times h_N^{3/4}, 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} \right)$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau **4.6 du RPA2003..... [2]**

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 31,62m$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

$$T = 0,774$$

$$T_2 = 0,50 \text{ Sec} \quad \text{Et} \quad T_1 = 0,15 \text{ Sec}$$

$$T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ Sec} \quad D = 2,5 \eta \left(T_2/T \right)^{\frac{2}{3}} = 1.52$$

$$D=1,52$$

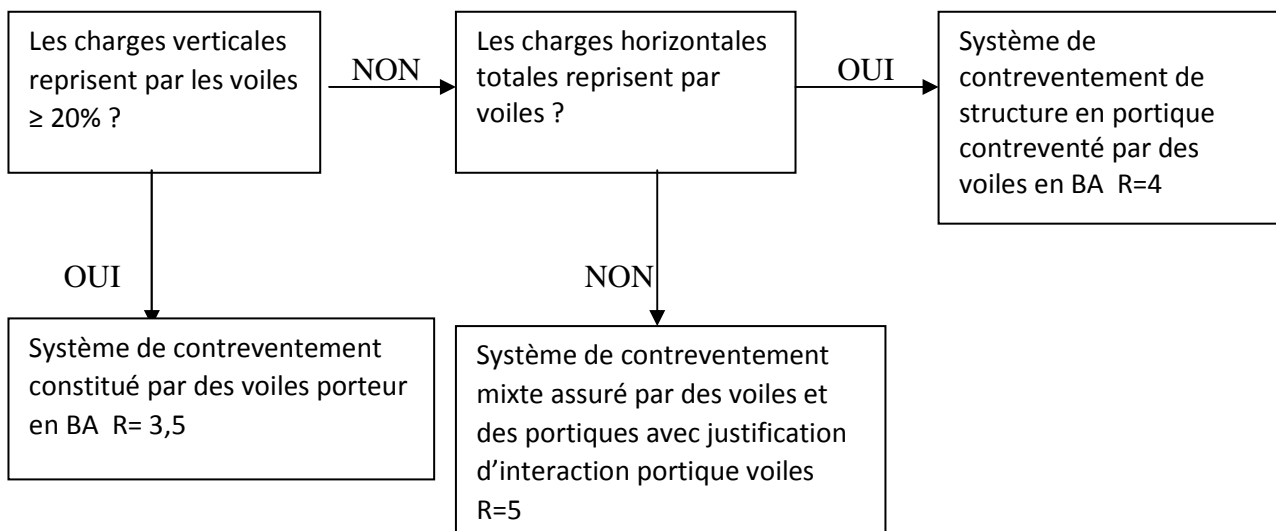
➤ **Coefficient de comportement global de la structure (R)**

Le coefficient R est donné par le **tableau (4.3 RPA 2003) [1]** en système contreventé par voile.

V.5. Justifications du système de contreventement :

Cette vérification a pour objectif la détermination des pourcentages relatifs des charges verticales et horizontales reprises par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur de R à prendre.

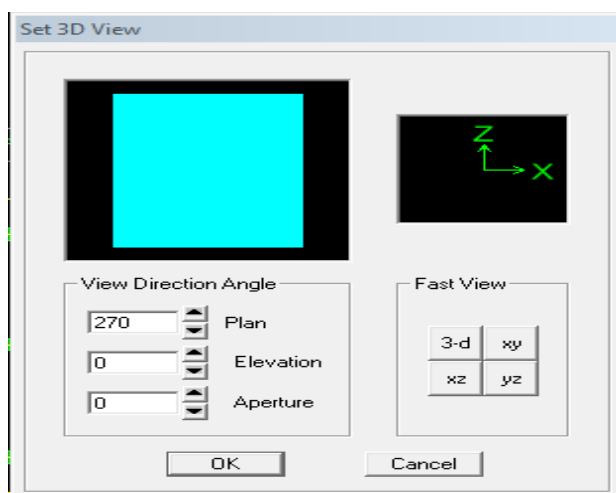
Nous avons :



Pour déterminer les charges verticales et horizontales reprises par les voiles dans **ETABS**, on suit les étapes ci – après :

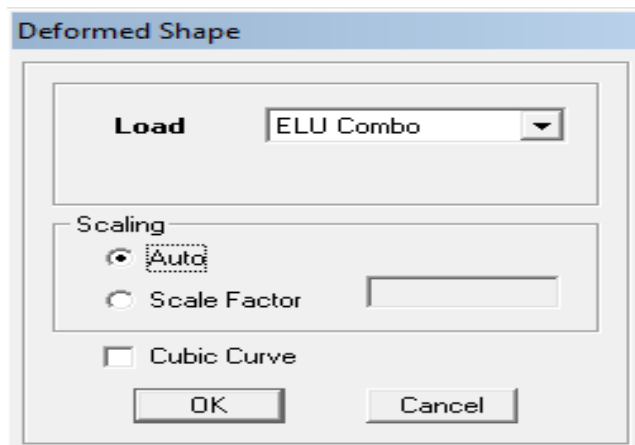
View → **Set 3D View**

Une fenêtre s'affichera et elle sera complète comme indiquée sur l'image suivante :



On choisit d'abord la combinaison en cliquant sur :

Display —————> **Show Deformed Shape** —————> **Load : ELU**



En suite

Draw → **Draw Section Cut**

En coupant la base une fenêtre s'affichera et elle sera complète comme indiquée sur l'image suivante :

Section Cutting Line Projected Coordinates			
	X	Y	
Start Point	-4.271	2.3811	
End Point	27.8126	2.6241	

Resultant Force Location and Angle				
	X	Y	Z	Angle
	11.7708	2.5026	0.	0.4341

Include: ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1.233E-10	1.420E-11	40178.925	-1.237E-10	-1.444E-11	-39292.83
Moment	71945.443	-32885.28	3.630E-09	-70344.27	32188.261	-3.629E-09

Close Refresh

En suite, on clique sur Refresh et on relève la valeur sur la case (Force Z) c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les portiques à la fois.

Puis, on décoche les cases **Floors**, **Beams**, **Braces**, **Columns**, **Ramps**, et on clique **Refresh** comme indiqué sur l'image suivante :

Section Cutting Line Projected Coordinates			
	X	Y	
Start Point	-1.9619	2.8064	
End Point	27.6911	2.8064	

Resultant Force Location and Angle				
	X	Y	Z	Angle
	12.8646	2.8064	0.	0.

Include: ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-0.2351	-4.9379	17211.0723	0.2351	4.9379	-16994.195
Moment	20458.3368	1096.7121	-1.1691	-20098.366	-1056.3667	1.1691

Close Refresh

Au finale, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles.

Le même cheminement pour les charges horizontales, il suffit de changer la combinaison ELU par EX et EY et relever respectivement les valeurs sur la case (Force-1) (Force-2).

Récapitulatif des résultats :

Unité	Force repris par les voiles et portiques		Force repris par les voiles uniquement	
	KN	%	KN	%
ELU	40178,923	100	17211,0723	42,83
Sens E_x	2056,6095	100	1724,8371	83,86
Sens E_y	1875,7197	100	1638,6434	87,36

Tableau. V.6 : Pourcentage charge verticale et horizontales repris par les voiles

D'après ses résultats, on voit que les voiles reprennent plus de 20% de sollicitations dues aux charges verticales, et d'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe le système de contreventement constitué par des voiles porteur, dont le coefficient de comportement $R=3,5$

Vu qu'aux départs nous avons supposé que le système de contreventement est portique contreventé par des voiles $R=4$.

Alors on doit changer le spectre de RPA et l'introduire à nouveau dans l'ETABS, puis on refaire l'analyse.

Critère q	observé	P _q
1. condition minimal sur les files de contreventement.	non	0.5
2. redondance en plan.	non	0.5
3. régularité en plan.	non	0.5
4. régularité en élévation.	non	0.5
5-contrôle de la qualité des matériaux	oui	0
6- contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0

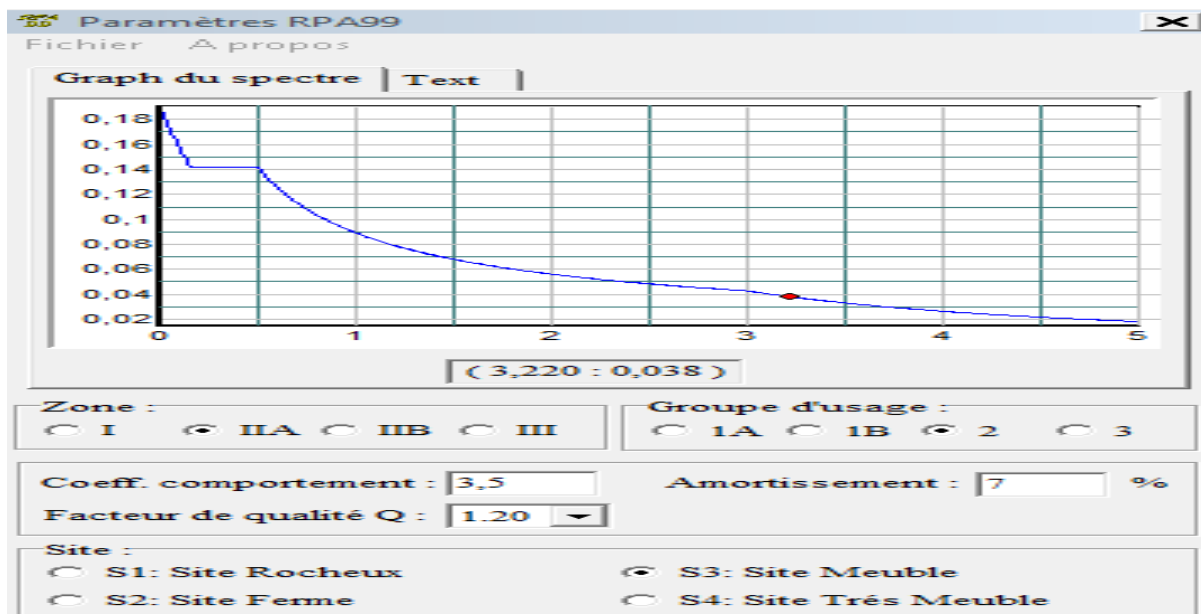
Tableau. V.7 : Valeurs des pénalités P_q dans le sens longitudinal

$$Q=1+\sum_{q=1}^6 = 1+0.05=1.20$$

Critère q	observé	P _q
1. condition minimal sur les files de contreventement.	Oui	0
2. redondance en plan.	Oui	0
3. régularité en plan.	Oui	0
4. régularité en élévation.	Oui	0
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0
6- contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0

Tableau. V.8 : Valeurs des pénalités P_q dans le sens transversal

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 = 1 + 0.00 = 1.00$$



Poids total de la structure : (W = 25940,28 KN)

- Calcul de V :

$$V_x = V_y = \frac{ADQ}{R} W$$

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0.15 \times 1.52 \times 1.20}{3.5} \times 25940,28 = 2027,78 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0.15 \times 1.52 \times 1}{3.5} \times 25940,28 = 1689,82 \text{ kN}$$

Vérification :**Sens X-X**

$V_X = 2056,67 \text{ kN} \geq 0,8 \times 2027,78 = 1622,224 \text{ kN}$ CONDITION VERIFIER.

Sens Y-Y

$V_Y = 1875,72 \text{ kN} \geq 0,8 \times 1689,82 = 1351,858 \text{ kN}$ CONDITION VERIFIER

	V DYNAMIQUE	V STATIQUE	0,8% V STAT	0,8% V STAT ≤ V DYN
Sens X-X	2056,67	2027,78	1622,2	C.V
Sens Y-Y	1875,72	1689,82	1351,1	C.V

Conclusion

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

**V.5. Vérification de l'effort normal réduit :
(Art7.4.3.1)**
RPA99 version 2003

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B_c \cdot f_{c,j}} \leq 0,3$$

Art 7.4.3.1 (la formule : 7.2) de RPA

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

N_d = (Tirer des résultats de l'logiciel ETABS)

B_c : L'aire de la section de béton (section brute).

f_{c28} : 25 MPA : la résistance caractéristique du béton.

Poteaux 45×45

$N_d = 1298,59$

$v = \frac{1298,59 \times 10^{-3}}{0,45 \times 0,45 \times 25} = 0,25 \leq 0,3$ condition vérifiée

Section	N (KN)	v	Observation
45×45	1298,59	0,25	≤0,3 C. V
40×40	1110,1	0,27	≤0,3 C. V
35×35	671,23	0,21	≤0,3 C.V
30×30	256,6	0,11	≤ 0,3 C. V

Tableau V.9 : Vérification de l'effort normal

V.6. Vérification du déplacement inter-étage RPA99 version 2003 (Art 4.4.3)

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA 2003/Art 5.10].

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

$$D'après le RPA 99 (Art 4.4.3) : \delta_K = R \times \delta_{Ek}$$

Avec δ_K : déplacement du aux forces sismique. F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement.

1) Déplacement relatif :

Au niveau K par rapport au niveau *k-1* est égale à : $\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$

N	$\delta_x(m)$	$\delta_y(m)$	Δ_{Kx}	Δ_{Ky}	1%h(m)	Vérification
TE						
R	0,018	0,021	0,001	0,002	0,030	CV
7	0,016	0,018	0,002	0,002	0,030	CV
6	0,014	0,016	0,002	0,002	0,030	CV
5	0,012	0,013	0,002	0,002	0,030	CV
4	0,01	0,010	0,002	0,002	0,030	CV
3	0,007	0,007	0,002	0,002	0,030	CV
2	0,005	0,005	0,002	0,002	0,030	CV
1	0,003	0,002	0,001	0,001	0,030	CV
RD	0,001	0,001	0,00	0,001	0,040	CV

Tableau V.10 : Déplacements relatifs sous l'action E_x et E_y

Remarque :

On n'a pas introduit la valeur du **R** lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation on a spécifié le type de contreventement dans le spectre de réponse.

2) Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{31,62}{500} = 0,06324$$

f : la flèche admissible.

H_t : la hauteur totale de bâtiment

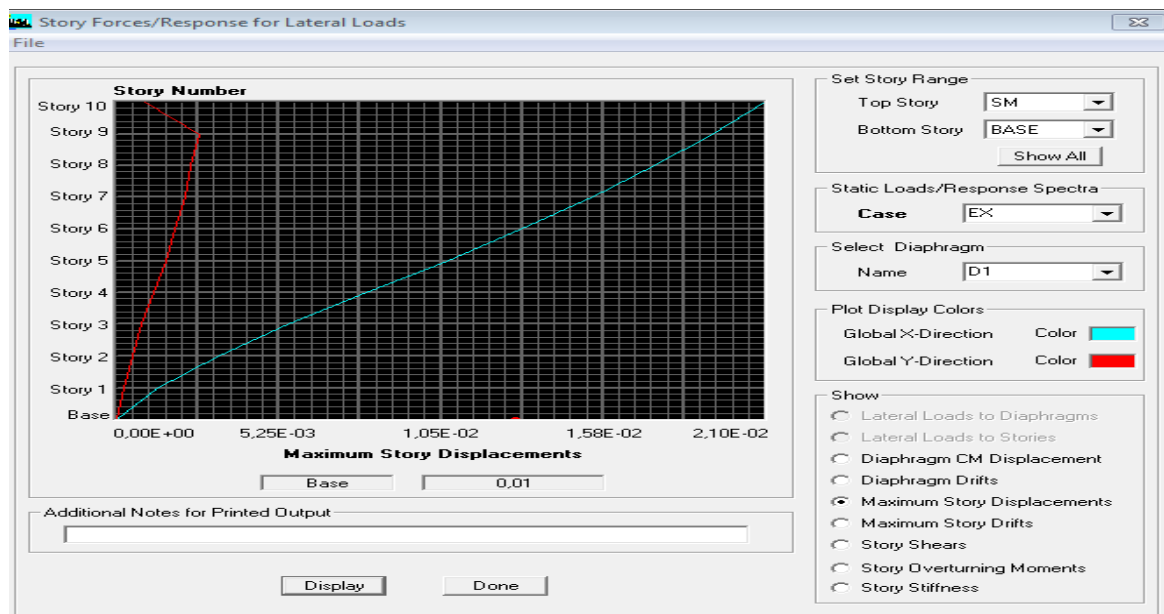
Sens longitudinale :

Fig.4 : Vérification des déplacements selon Ex.

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante : $\delta_{\max} \leq f = \frac{Ht}{500}$

f : La flèche admissible.

H_t : La hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{\max} = 0.01 \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{31,62}{500} = 0.06324 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

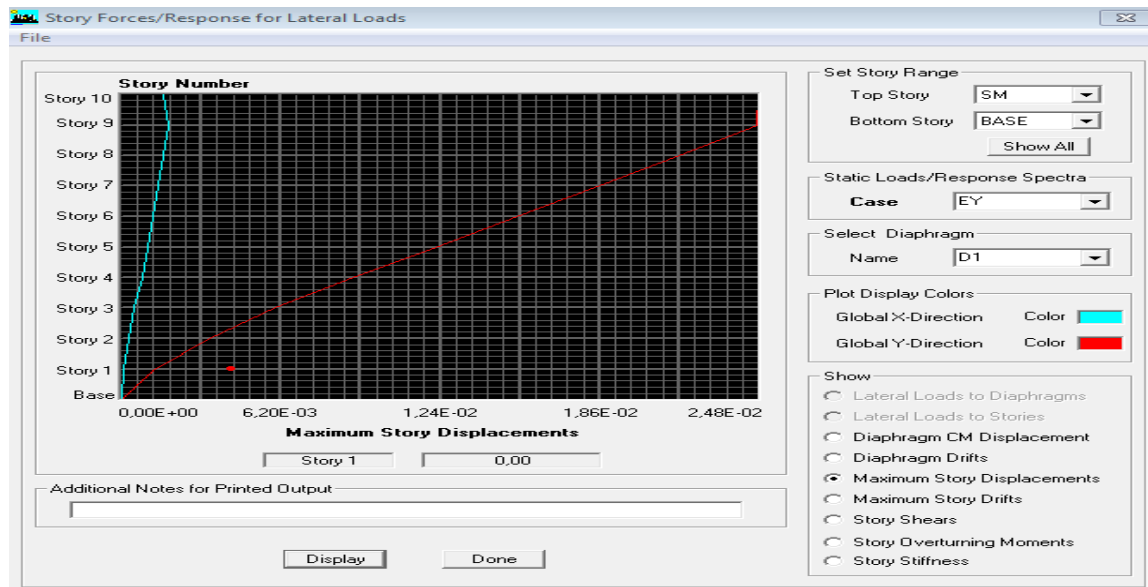


Fig.V.5 : Vérification des déplacements selon Ey

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule

$$\text{suivante : } \delta_{\max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

f : La flèche admissible.

Ht : La hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{\max} = 0.0 = \frac{31,62}{500} = 0.06324 \dots \leq f = \frac{Ht}{500} \dots \text{ Condition vérifiée}$$

V.6. Vérification du second ordre (l'effet de Δ) : RPA99 version 2003 (Art 5.9)

D'après le **RPA** l'effet $P\Delta$ peut être négligé, si à tous les niveaux $\frac{Pk \times \Delta_k}{V_k \times H_k} \leq 0,10$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k"

$$Pk = \sum_{i=k}^n (WGi + \beta WQi)$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

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

H_k : hauteur de l'étage « k ».

Niv	P_K (m)	Δ_{kx} (m)	Δ_{ky} (m)	V_{kx} (m)	V_{ky} (m)	h_k (m)	Θ_{kx}	Θ_{ky}	Vérification
SM	199,71	0,0026	0,0028	55,45	57,03	3,06	0,0030	0,0032	CV
8	3011,15	0,0018	0,0026	459,45	458,17	3,06	0,0038	0,0055	CV

7	5743,7 2	0,0020	0,0027	821,4 5	790,84	3,06	0,0045	0,006 4	CV
6	8535,9 5	0,0021	0,0028	1118, 3	1050,6	3,06	0,0052	0,007 4	CV
5	11328, 1	0,0024	0,0028	1374, 8	1273,5	3,06	0,0064	0,008 1	CV
4	14120, 4	0,0024	0,0027	1590, 8	1461,3	3,06	0,0069	0,008 5	CV
3	16981, 5	0,0023	0,0026	1765	1612	3,06	0,0072	0,008 9	CV
2	19842, 5	0,0022	0,0023	1902, 7	1733,7	3,06	0,0074	0,008 6	CV
1	22703, 6	0,0018	0,0017	2002, 4	1825,1 5	3,06	0,0066	0,006 9	CV
RD C	25940, 3	0,0013	0,0011	2056, 6	1875,7	4,08	0,0040	0,003 7	CV

Tableau V.11 : Vérification de l'effet de $P\Delta$ **Conclusion :**

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et les déplacements maximaux sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- Efforts normaux au niveau des poteaux sont vérifiés.
- L'effet P -Delta est vérifié

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

CHAPITRE VI

FERRAILLAGE DES POTEAUX

VI.1 : Ferrailage des poteaux :

Les poteaux seront calculés en **flexion composée** sous les combinaisons les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1,35G+1,5Q \rightarrow$ à l'ELU.
- $G+Q \rightarrow$ à l'ELS.
- $G+Q \pm E \rightarrow$ RPA99 version 2003.
- $0,8 \pm E \rightarrow$ RPA99 version 2003.

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.

1. Recommandation du RPA 2003 :**A) Armature longitudinale : (Art 7.4.2.1 RPA 99 modifiée 2003) :**

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 40ϕ (zone IIa),
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

	Pourcentage Minimal	Pourcentage Maximal	
		Zone de recouvrement $A_{\max}=0,06 \times b \times h \text{ (cm}^2\text{)}$	Zone courante $A_{\max}=0,04 \times b \times h \text{ (cm}^2\text{)}$
Section des poteaux (cm ²)	$A_{\min}=0,8\% \ b \times h$ (Cm ²)		
45×45	16,20	121,5	81
40×40	12,80	96	64
35×35	9,80	73,5	49
30×30	7,2	54	36

Tableau VI.1 :Section minimal dans les poteaux.

A) . Calcul de la section d'armature 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 les cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

❖ Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \rightarrow \text{deux cas peuvent se présenter.}$$

a) Section partiellement comprimée : (S.P.C) :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c'\right)$
- $N_u(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

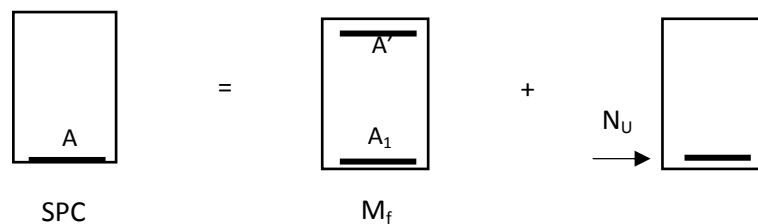


Figure VI.1 :Section d'un poteau SPC.

Avec :

$$M_f = M_u + N_u \cdot \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

M_f : Moment fictif.

- **Détermination des armatures**

Calcul du moment réduit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si $\mu_f \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA } (A' = 0)$

Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$\mu \longrightarrow \beta$$

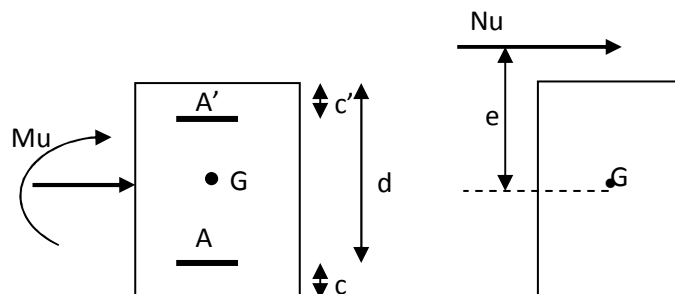


Figure VI.2 :Les moments s'exerçant sur le poteaux.

Armatures réelles:

$$A = Af \pm \frac{N}{\sigma_{st}} (-) \text{ si } N : \text{effort de compression.}$$

(+) si N : effort de traction.

Si $\mu_f > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée ($A' \neq 0$)

Armatures en flexion simple :

$$M_r = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

Armatures en flexion composée :

$$A' = A'_f$$

$$A = A'_f \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

b) Section entièrement comprimé (S.E.C) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$-e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

$$-N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$1) \text{ Si } (0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c') \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} < N_u \cdot (d - c') - M_r < \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h f_{bc}}{\sigma'_{st}}$$

$$A_2 = 0$$

$$\text{Avec : } \psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

$$2) \text{ Si } N_u \cdot (d - c') - M_r > (0,5 - \frac{c'}{h}) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont:

$$A_1 = \frac{M_u - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A_2 = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A_1$$

c) Section entièrement tendu (S.E.T) :

$$A = \frac{N \cdot a}{\sigma(d - c')} = \frac{N \cdot a}{\sigma_{s1} \cdot z} ; \quad A' = \frac{N}{\sigma_{s2}} - A$$

➤ **Compression pur (centrée) :**

$$e = \frac{M}{N} = 0$$

Le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme à l'état limite ultime de résistance.

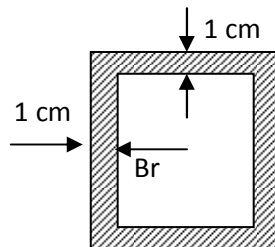
➤ **Calcul des armatures : (BAEL91/art B.8.4.1) :**

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \sigma_s \right)$$

B_r : Représentation l'aire obtenue en déduisant de la section droite du poteau 1cm de tout son périphérique.

A_s : Section d'armature

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right) \cdot \frac{1}{\sigma_{sc}}$$



Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

VI.2 : Calcul du ferrailage des poteaux :

• Exemple de calcul manuel :

Poteau : 45 × 45 :

$$L'ELU : N_{Max} = -1485,03 \text{ KN}$$

$$M_{cor} = -0,561 \text{ KN.m}$$

$$G+Q \pm Ex : N_{cor} = -812,06 \text{ KN}$$

$$M_{Max} = -44,464 \text{ KN.m}$$

$$G+Q \pm Ey : N_{cor} = -836,37 \text{ KN}$$

$$M_{Max} = -48,998 \text{ KN.m}$$

$$0,8 G \pm Ex : N_{Min} = 308,12 \text{ KN}$$

$$M_{cor} = 8,704 \text{ KN.m}$$

$$0,8 G \pm Ey : N_{Min} = 586,66 \text{ KN}$$

$$M_{cor} = 3,862 \text{ KN.m}$$

Poteau : 45× 45 : situation accidentelle (0,8G+Ey) :

$$N=586,66 \text{ KN} \longrightarrow M_{\text{cor}}=3,862 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu}=18,48 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s=400 \text{ MPa}.$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{3,862}{586,66} = 0,00658$$

$$\left(\frac{h}{2}-c'\right) = \left(\frac{0,45}{2} - 0,03\right) = 0,195\text{m} > e=0,00658\text{m}$$

- **Calcul le moment fictif a la flexion simple :**

$$M_f = M + N \times \left(\frac{h}{2} - c'\right) = 3,862 + 586,66 \times \left(\frac{0,45}{2} - 0,03\right) = 118,26 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c') \times b \times h^2 \times f_{bc} = (0,337 \times 0,45 - 0,81 \times 0,03^2) \times 0,45 \times 0,45^2 \times 18,48 \cdot 10^3 \\ = 213,75 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - c') - M_f = 586,66 \times (0,42 - 0,03) - 118,26 = 110,53 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - c') - M_f = 110,53 \text{ KN.m} < (0,337h - 0,81c') \times b \times h^2 \times f_{bc} = 213,75 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{S.P.C}$$

Donc la section est partiellement comprimée : $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$.

- **Calcul A_{st} :**

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot F_{bc}} = \frac{118,26 \cdot 10^6}{450 \times (420^2) \times 18,48} = 0,0806$$

$$\mu_f = 0,0806 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A (A' = 0)}.$$

$$\beta = 0,958$$

- **Calculles armatures fictives:**

$$A_{sf} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{118,26 \cdot 10^5}{0,958 \times 42 \times 400 \cdot 10^2} = 7,347 \text{ cm}^2$$

- **Armature réelles:**

$$A = A_{sf} - \frac{N}{\sigma_{st}} = 7,347 - \frac{586,66 \cdot 10^3}{400 \cdot 10^2} = -7,3195 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_{sc} = 0 \text{ et } A_{st} = 0.$$

VI.3 : Calcul du ferrailage :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel SOCOTEC ». On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans le logiciel.

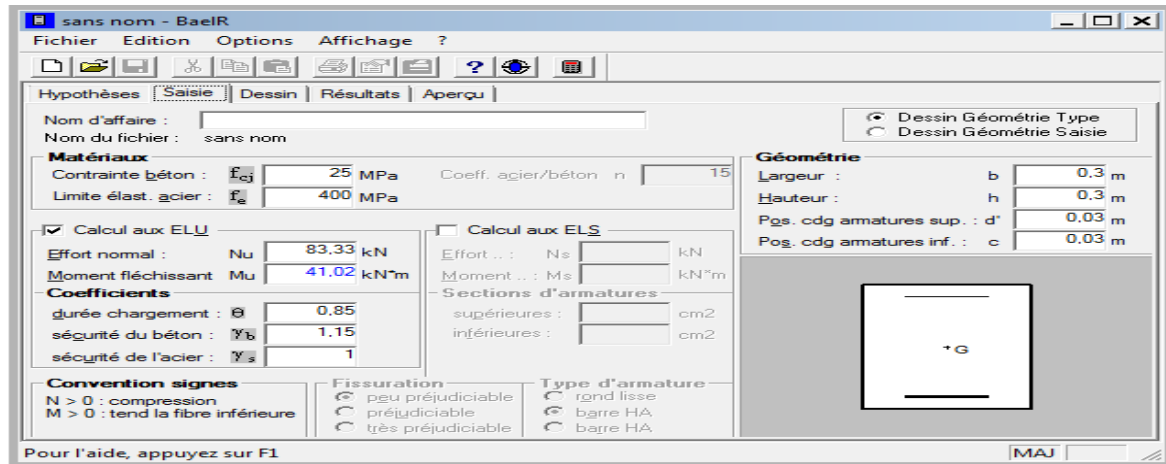


Figure VI.3:Caractéristique et sollicitation de la section.

Cliquons sur l'icône Résultat pour extraire nos résultats

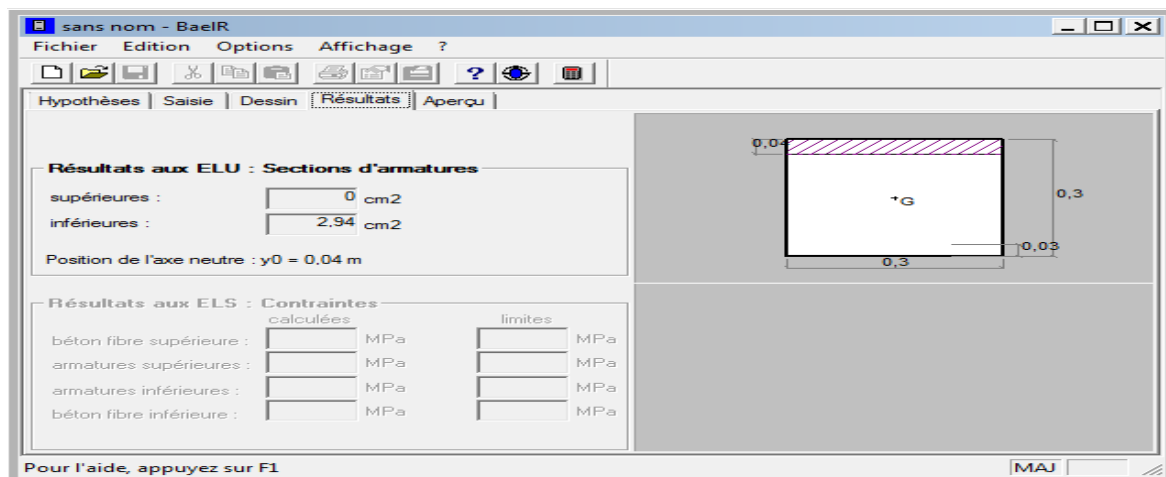


Figure VI.4 :Affichage des résultats.

Note :

Le ferrailage des poteaux se fait par zone tel que :

Zone I : RDC

Zone II : étage 1/2/3/

Zone III : étage 4/5/6/

Zone IV : étage 7/8

Section	Sollicitation	Combinaison	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	e (m)	h/2 – c'	M _f (KN.m)	Nature	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{Min} (RPA)	Choix	A _s Adoptée
(45×45)	N _{max} - M _{cor}	ELU	-1485,03	-0,561	0,0003	0,195	-290,14	SEC	0	0	16,20	4 HA 20 + 4 HA 14	18,71
	N _{min} - M _{cor}	0,8G+Ex	308,12	8,704	0,0282		68,78	SEC	0	0			
	N _{cor} - M _{max}	G+Q+Ex	-812,06	-44,46	0,0547		-202,81	SEC	0	0			
(40×40)	N _{max} - M _{cor}	ELU	-1297,52	-10,635	0,0081	0,170	-231,21	SEC	0	0	12,80	4 HA 16 + 4 HA 14	14,19
	N _{min} - M _{cor}	0,8G+Ex	183,82	43,092	0,2344		74,34	SPC	0	0,6			
	N _{cor} - M _{max}	G+Q+Ex	-629,97	-67,994	0,1079		-175,08	SEC	0	0			
(35×35)	N _{max} - M _{cor}	ELU	-791,49	-11,489	0,0145	0,145	-126,25	SEC	0	0	9,80	4 HA 14 + 4 HA 12	10,67
	N _{min} - M _{cor}	0,8G+Ex	56,84	45,369	0,7981		53,61	SPC	0	2,93			
	N _{cor} - M _{max}	G+Q+Ex	-230,49	55,244	0,2396		21,82	SPC	0	1,63			
(30×30)	N _{max} - M _{cor}	ELU	-314,97	-12,493	0,0396	0,120	-50,28	SEC	0	0	7,20	8 HA 12	9,05
	N _{min} - M _{cor}	0,8G+Ex	47,05	8,438	0,1793		13,844	SPC	0	0,15			
	N _{cor} - M _{max}	G+Q+Ex	-83,33	41,021	0,4922		31,02	SPC	0	2,94			

Tableau.VI.2 :Ferrailage des poteaux a l'ELU suivant le sens longitudinal.

Section	Sollicitation	Combinaison	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	e (m)	h/2 – c'	M _f (KN.m)	Nature	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{Min} (RPA)	Choix	A _s Adoptée
(45×45)	N _{max} - M _{cor}	ELU	-1485,03	-0,561	0,0003	0,195	-290,14	SEC	0	0	16,20	4 HA 20 + 4 HA 14	18,71
	N _{min} - M _{cor}	0,8G+Ey	586,66	3,862	0,0065		118,26	SEC	0	0			
	N _{cor} - M _{max}	G+Q+Ey	-836,37	-48,998	0,0585		-212,09	SEC	0	0			
(40×40)	N _{max} - M _{cor}	ELU	-1297,52	-10,635	0,0081	0,170	-231,21	SEC	0	0	12,80	4 HA 16 + 4 HA 14	14,19
	N _{min} - M _{cor}	0,8G+Ey	296,24	1,147	0,0038		51,50	SEC	0	0			
	N _{cor} - M _{max}	G+Q+Ey	-464,32	-118,243	0,2546		-197,17	SPC	0	3,1			
(35×35)	N _{max} - M _{cor}	ELU	-791,49	-11,489	0,0145	0,145	-126,25	SEC	0	0	9,80	4 HA 14 + 4 HA 12	10,67
	N _{min} - M _{cor}	0,8G+Ey	45,95	-0,825	0,0179		5,83	SEC	0	0			
	N _{cor} - M _{max}	G+Q+Ey	-250,02	-93,46	0,3738		-129,71	SPC	0	5,04			
(30×30)	N _{max} - M _{cor}	ELU	-314,97	-12,493	0,0396	0,120	-50,28	SEC	0	0	7,20	8 HA 12	9,05
	N _{min} - M _{cor}	0,8G+Ey	43,76	8,17	0,1867		13,42	SPC	0	0,17			
	N _{cor} - M _{max}	G+Q+Ey	-41,39	-59,73	1,4431		-64,69	SPC	0	5,45			

Tableau.VI.3 :Ferrailage des poteaux a l'ELU suivant le sens transversal.

- ❖ **Calcul des armatures transversales :**
- ❖ **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.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad (\text{RPA99 version 2003/Art 7.4.2.2})$$

V_u : l'effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

1) Diamètre des armatures transversal :

D'après les règles du BAEL 91/ modifiée 99, le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers de diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_{lmax} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Avec ϕ_l le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi 8$
 $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 = \mathbf{4HA8}$

2) Espacement des armatures

♦ Selon le BAEL 91. Art A.1.3

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{15 \times 1,2; 40\text{cm}; (30 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 18\text{cm} \quad \text{Soit } S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

♦ Selon le RPA99 version 2003 Art 7.4.2.2

La valeur maximale de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min\{10\phi_l^{\min}; 15\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{10 \times 1,2; 15\text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 12\text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 10\text{ cm}$$

Dans la zone courante :

$$S_t \leq \{15\phi_l^{\min}\} = \{15 \times 1,2\} = 18\text{ cm}$$

$$S_t \leq 18\text{cm} \quad \text{Soit } S_t = 14\text{ cm}$$

3) Vérification la quantité d'armature transversale :

- La quantité d'armatures transversales minimale A_t/t , b_1 en % est donnée comme suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 : \quad A_t^{\min} = 0,3\% S_t.b$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 : \quad A_t^{\min} = 0,8\% S_t.b$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \quad I_f = 0,7 h_e$$

a et **b** : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

l_f : la longueur de flambement du poteau.

♦ Poteau 45×45

$$I_f = 0,70 \times 4,08 = 2,856\text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{2,856}{0,45} = 6,346\text{ m} > 5$$

♦ Poteau 40×40

$$I_f = 0,70 \times 3,06 = 2,142\text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{2,142}{0,40} = 5,355\text{ m} > 5$$

♦ Poteau 35×35

$$I_f = 0,70 \times 3,06 = 2,142\text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{2,142}{0,35} = 6,12\text{ m} > 5$$

♦ Poteau 30×30

$$I_f = 0,70 \times 3,06 = 2,142\text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{2,142}{0,30} = 7,14\text{ m} > 5$$

Les résultats se résument dans le tableau suivant :

Poteaux	$A_t \text{ min (cm}^2\text{)}$		Adoptée (cm ²)	Observation	
	Zone courante (Cm ²)	Zone nodale (Cm ²)		Zone Courante	Zone Nodale
45×45	1,89	1,35	2,01	CV	CV
40×40	1,68	1,20	2,01	CV	CV
35×35	1,47	1,05	2,01	CV	CV
30×30	1,26	0,9	2,01	CV	CV

Tableau VI.4 :Quantité minimale d'armature transversale.

4) Détermination de la zone nodale :

RPA 99/ version 2003 (Art 7.4.2.2)

- Au niveau des poutres : $L' = 2 \times h$

h : Hauteur de la poutre.

- Au niveau des poteaux :

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right)$$

b_1 , h_1 : Dimension du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poteaux.

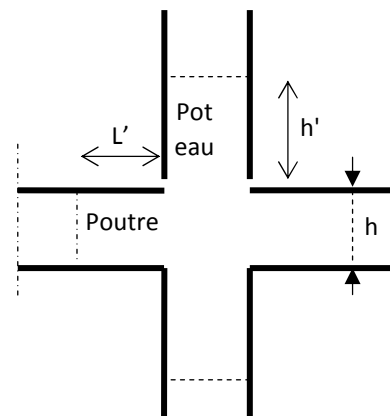


Figure VI.5 :Détermination de la zone nodale.

Poteau	h (m)	h' (cm)
45×45	4,08	$\text{Max} \left(\frac{408-25}{6} ; 45 ; 45 ; 60 \right) = 65 \text{ cm}$
40 x 40	3,06	$\text{Max} \left(\frac{306-25}{6} ; 40 ; 40 ; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
35 x 35	3,06	$\text{Max} \left(\frac{306-25}{6} ; 40 ; 40 ; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
30 x 30	3,06	$\text{Max} \left(\frac{306-25}{6} ; 40 ; 40 ; 60 \right) = 60 \text{ cm}$

Tableau VI.5 :Détermination de la zone nodale.

5) Longueur minimale de recouvrement :

Selon le RPA la longueur minimale de recouvrement pour la zone IIa est : $L = 40 \times \phi$

6) Longueur d'ancrage : BAEL91 /modifiée 99 (Art A.6.1.221).

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \phi \quad \text{avec } L_s : \text{longueur de scellement droit.}$$

$$\overline{\tau_s} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

7) Vérification des contrainte tangentielle : RPA 99/ modifiée 2003 (Art .7.4.3.2)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0,075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\tau_u = 25 \times 0,075 = 1,875 \text{ MPa}$$

Zone	Section	V _U (kn)	b (cm)	d (cm)	λ_g	ρ_d	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Vérification
I	45×45		45	42	6,346	0,075	0,356	1,875	CV
II	40 x 40		40	37	5,355	0,075	0,356	1,875	CV
III	35 x 35		35	32	6,12	0,075	0,445	1,875	CV
IV	30 x 30		30	27	7,14	0,075	0,479	1,875	CV

VI .4. Vérification a l'ELS :**a) Condition de non fragilité : BAEL 91/ modifiée 99 (Art. A.4.2.1)**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0,455.d}{e_s - 0,185.d} \right)$$

Les vérifications seront résumées dans le tableau suivant :

Section (cm ²)	Combinaison	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e _s (m)	h/6 (m)	Nature	A _{min} (Cm ²)	A adoptée (Cm ²)	OBS
Zone I 45 x 45	N _{Max} - M _{cor}	-1081,3	-0,419	0,0003	0,075	SEC	5,62	18,71	CV
	N _{Min} - M _{cor}	-319,85	-1,547	0,0048	0,075	SEC	5,83		CV
	N _{cor} - M _{Max}	-713,98	-12,649	0,0177	0,075	SEC	6,59		CV
Zone II 40 x 40	N _{Max} - M _{cor}	-944,29	1,018	0,0010	0,066	SEC	4,43	14,19	CV
	N _{Min} - M _{cor}	-177,07	0,957	0,0054	0,066	SEC	4,61		CV
	N _{cor} - M _{Max}	-426,71	27,693	0,0064	0,066	SEC	4,66		CV
Zone III 35 x 35	N _{Max} - M _{cor}	-572,9	-8,246	0,014	0,058	SEC	3,93	10,67	CV
	N _{Min} - M _{cor}	-65,8	-0,466	0,007	0,058	SEC	3,59		CV
	N _{cor} - M _{Max}	-218,68	28,995	0,132	0,058	SPC	-0,25		CV
Zone IV 30 x 30	N _{Max} - M _{Cor}	-227,78	-8,98	0,039	0,05	SEC	7,48	9,05	CV
	N _{Min} - M _{Cor}	-5,96	0,395	0,066	0,05	SPC	-3,46		CV
	N _{Cor} - M _{Max}	-112,4	23,447	0,208	0,05	SPC	0,52		CV

b) Vérification les contraintes à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{BAEL99/Art.4.5.2})$$

- Si $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq h/6 \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée.
- Si $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \geq h/6 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

Avec : M_{ser} : est le moment de flexion à l'ELS.

N_{ser} : est l'effort normal à l'ELS.

a) Vérification d'une Section partiellement comprimée S.P.C :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + l_c$

Avec :

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

l_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } \begin{cases} l_c = \frac{h}{2} - e_s \\ p = -3 \times l_c^2 - 6n\bar{A}_u \frac{l_c - c'}{b} + 6nA_u \frac{d - l_c}{b} \\ q = -2 \times l_c^3 - 6n\bar{A}_u \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6nA_u \frac{(d - l_c)^2}{b} \end{cases}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

➤ Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

➤ Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right); y_2^2 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right); y_2^3 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right); a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

b) Vérification d'une Section entièrement comprimée S.E.C :

$$\sigma_b^1 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_1}{I_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6.f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_b^2 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_2}{I_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6.f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Remarque:

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

Le tableau qui suit résume tous les résultats du calcul

c) Etat limite d'ouverture des fissurations (contrainte dans l'acier) :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

d) Etat limite de compression du béton : BAEL 91/modifiée 99 (Art A.4.5.2).

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Remarque :

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

Vérification les contraintes calculées en utilisant le logiciel **SOCOTEC**

The screenshot shows the BaelR software interface with the following data:

Matériaux		Géométrie	
Contrainte béton : f_{cj}	25 MPa	Largeur : b	0.45 m
Limite élast. acier : f_{e}	400 MPa	Hauteur : h	0.45 m
		Pos. cdg armatures sup. : d'	0.03 m
		Pos. cdg armatures inf. : c	0.03 m

Calcul aux ELU		Calcul aux ELS	
Effort normal : N_u	1 485 kN	Effort .. : N_s	1 081,3 kN
Moment fléchissant : M_u	0.56 kN*m	Moment .. : M_s	0.42 kN*m

Coefficients		Sections d'armatures	
durée chargement : θ	1	supérieures :	18.71 cm ²
sécurité du béton : γ_b	1.5	inférieures :	18.71 cm ²
sécurité de l'acier : γ_s	1.15		

Convention signes		Fissuration		Type d'armature	
N > 0 : compression		<input checked="" type="radio"/> peu préjudiciable		<input type="radio"/> rond lisse	
M > 0 : tend la fibre inférieure		<input type="radio"/> préjudiciable		<input checked="" type="radio"/> barre HA	
		<input type="radio"/> très préjudiciable		<input type="radio"/> barre HA	

The diagram on the right shows a square cross-section of a column with width 'b' and height 'h'. The center of gravity is marked with a cross and 'G'. The effective depth 'd' is indicated from the top edge to the center of the reinforcement.

Figure VI.6 :Caractéristiques et sollicitation de la section.

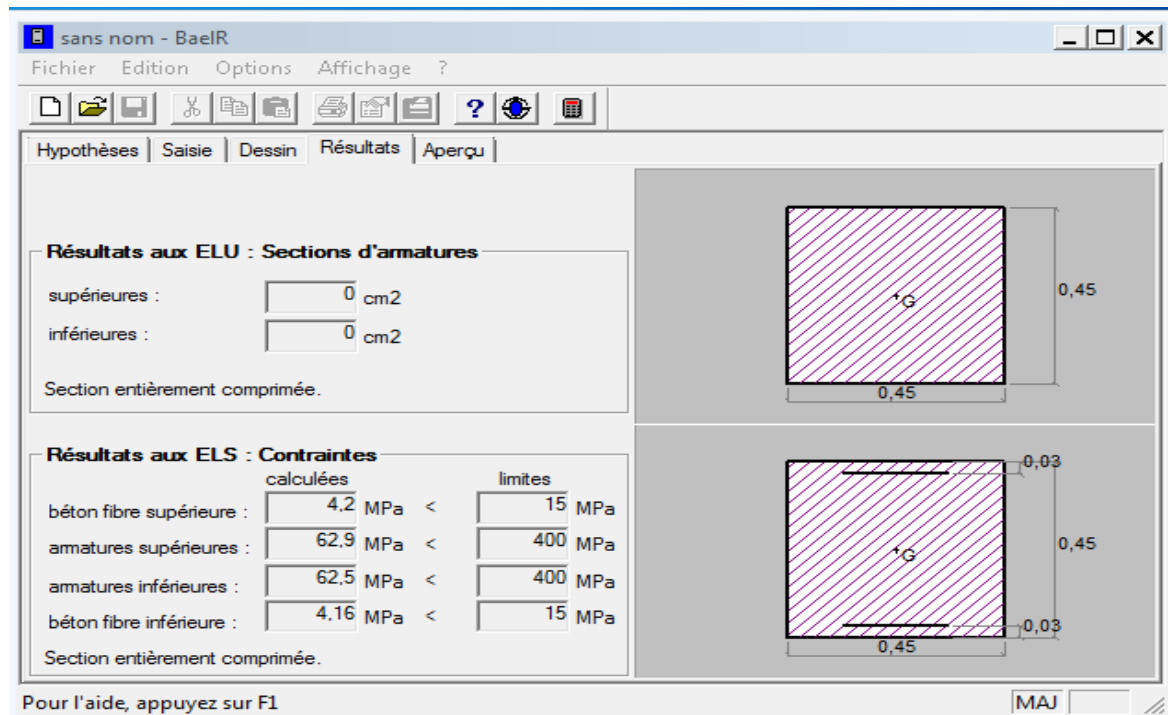


Figure VI.7 :Affichage des résultats.

Niveau	Section (cm ²)	N _s (KN)	Ms(KN.m)	Nature	$\sigma_{b \text{ sup}}$	$\sigma_{b \text{ inf.}}$	$\sigma_{b \text{ adm}}$	$\sigma_{s \text{ sup}}$	$\sigma_{s \text{ inf.}}$	$\bar{\sigma}_s \text{ adm}$	Obs
ZONE I	45x45	-1081,38	-0,419	SEC	4,2	4,16	15	62,9	62,5	348	CV
		-319,85	-1,547	SEC	1,3	1,17	15	19,4	17,7	348	CV
		-713,98	-12,649	SEC	3,27	2,25	15	48,1	34,7	348	CV
ZONE II	40x40	-944,29	1,078	SEC	4,73	4,6	15	70,7	69,1	348	CV
		-177,07	0,957	SEC	0,93	0,82	15	13,8	12,4	348	CV
		-426,71	27,693	SEC	3,75	0,46	15	52,6	10,6	348	CV
ZONE III	35x35	-572,9	-8,246	SEC	4,47	2,96	15	64,9	46,3	348	CV
		-65,8	-0,466	SEC	0,47	0,38	15	6,91	5,86	348	CV
		-218,68	28,995	SPC	4,28	3,8	15	56,2	20	348	CV
ZONE IV	30x30	-227,78	-8,98	SEC	3,21	0,68	15	44,3	14	348	CV
		-5,96	0,395	SPC	0,11	0,10	15	1,43	0,09	348	CV
		-112,4	23,447	SPC	4,85	4,2	15	58,4	56,4	348	CV

Tableau VI.6 :Vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion :

Le ferraillage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Niveaux	Section (cm ²)	A adopté (cm ²)
RDC	45 x 45	4 HA20 + 4 HA14 = 18,71
Etage/ 1 /2/ 3/	40 x 40	4 HA16 + 4 HA14 =14,19
Etage /4 /5 /6/	35 x 35	4 HA14 + 4 HA12 = 10,67
Etage / 7/ terrasse /	30×30	8 HA12 = 9,05

Tableau VI.7 :Ferraillage finale des poteaux.

CHAPITRE VII

FERRAILLAGE DES POUTRES

VII.1. Ferrailage des poutres :**VII.1.1. Introduction :**

Les poutres seront calculées en flexion simple à l'ELU et vérifiées à l'ELS. Leur ferrailage sera fait en utilisant les moments les plus défavorables extraits du **logiciel ETABS**.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_{st} (MPa)
Durable	1,5	25	14,20	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

➤ **Les combinaisons de calcul :**

Ils sont ferrailés en flexion simple sous les combinaisons de charge les plus défavorables, et vérifiées à L'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- * 1,35G+1,5Qà l'ELU
- * G+Q.....à l'ELS
- * G+Q±E.....RPA 99 révisé 2003
- * 0,8G±E.....RPA 99 révisé 2003

VII.1.2. Recommandation du RPA99 version 2003 :

- a) Armatures longitudinales : RPA99 version 2003 (Art 7.5.2.1)**
- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
 - ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
 -

	A_{min} 0,5%b.h (cm²)	A max zone courante 4%b.h (cm²)	A max zone de recouvrement 6%b.h (cm²)
Poutre principale (40 x 35)	7	56	84
Poutre secondaire (35 x 25)	4,375	35	52,5

- ✓ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travées au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en zone IIa.

b) Armatures transversales : RPA99 version 2003 (Art 7.5.2.2)

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :
 $A_t = 0,003 \times S \times b$
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) \quad \text{En zone nodale et en travée si les armatures comprimées.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{En zone de recouvrement (en dehors de la zone nodale).}$$

Avec : ϕ : le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposés **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VII.1.3. Calculs des armatures longitudinales à l'ELU :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$: Dans le cas d'une situation durable.

$\gamma_b = 1,15$: Dans le cas de la situation accidentelle

$\theta = 1$; si la durée d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h

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

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

Pour les aciers de nuances feE400 on a : $\mu_1 = 0.392$

Pour les aciers de nuances feE400 on a : $\mu_1 = 0.392$

Calcul du moment réduit limite « μ_1 »

Le moment réduit limite μ_1 est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

1) Selon la valeur du moment réduit « μ » par rapport à celle du moment réduit limite « μ_l », on distingue les deux cas suivants :

➤ **1er cas :** $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc}=0$.

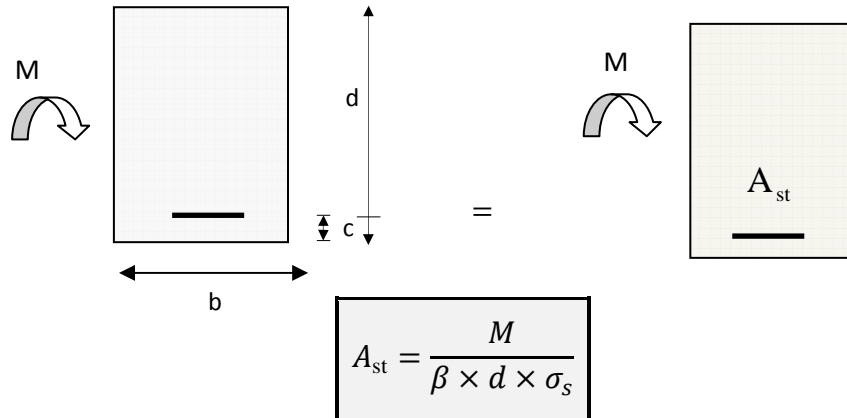


Fig. VII.1. : Disposition des armatures tendus S.S.A.

➤ **2ème cas :** $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

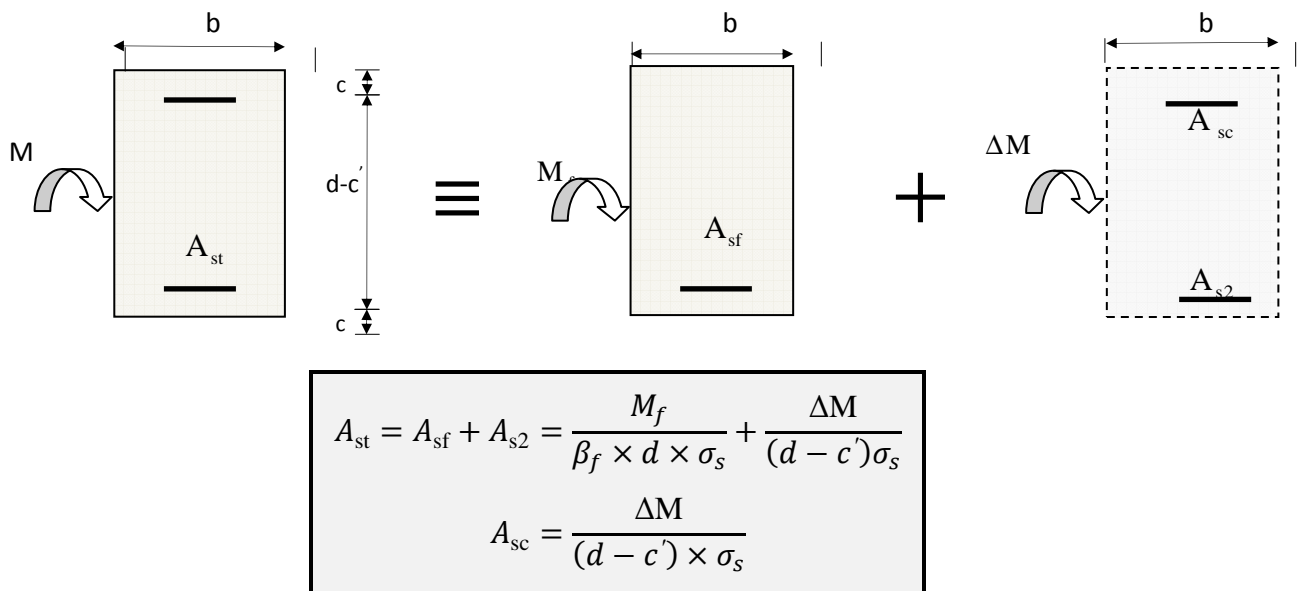


Fig. VII.2 :Disposition des armatures tendus S.D.A.

Disposition des armatures SDA

. Les résultats obtenus seront résumés dans les tableaux suivants :

1-Les poutres principales :

Localisation	M _{Max} KN.m	Combinaison	μ	obs	β	A _{st} (Cm ²)	A _{min} (Cm ²)	Ferraillage	A _{ado} (Cm ²)
Aux appuis	140,80	GQEy/0,8GE _y	0,206	SSA	0,883	8,01	7	3HA14+ 3HA12 Chap	8,01
En travée	55,365	ELU	0,080	SSA	0,958	4,50	7	3HA14+ 3HA12 Chap	8,01

Tableau VII.1:Ferraillage des poutres principales.

2-Les poutres secondaires :

Localisation	M _{Max} KN.m	Combinaison	μ	Obs	β	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferraillage	A _{ado} (cm ²)
Aux appuis	93,21	GQEx /0,8GEx	0,256	SSA	0,849	9,23	4,375	3HA14+ 3HA14 (Chap)	9,23
En travée	41,73	ELU	0,114	SSA	0,939	4	4,375	3HA14	4,62

Tableau VII.2 :Ferraillage des poutres secondaires.

VII.1.3. Vérification a l'ELU :

1) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Poutres principales de } (40 \times 35) \text{ cm}^2: A_{\min} = 0,23 \times 35 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires de } (35 \times 25) \text{ cm}^2: A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau ci-dessous. :

Poutres		$A_{st} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	Vérifications
Principales	En travée	8,01	1,56	CV
	Aux appuis	8,01	1,56	CV
Secondaires	En travée	9,23	0,966	CV
	Aux appuis	4,62	0,966	CV

Tableau VII.3 :Condition de non fragilité.

2) Armatures longitudinales : RPA99 version 2003 (Art 7.5.2.1).

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$A_{Min}=0,5 \% (b \times h)$$

a) Poutre principale :

❖ En travée :

$$A_{St} = 8,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{Min} = 0,5\% \times 35 \times 40 = 7 \text{ cm}^2$$

$$A_{St} = 8,01 > A_{Min} = 7 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Aux appuis :

$$A_{St} = 8,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{Min} = 0,5\% \times 35 \times 40 = 7 \text{ cm}^2$$

$$A_{St} = 8,01 > A_{Min} = 7 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Poutre secondaire :

❖ En travée :

$$A_{St} = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{Min} = 0,5\% \times 25 \times 35 = 4,375 \text{ cm}^2$$

$$A_{St} = 4,62 > A_{Min} = 4,375 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Aux appuis :

$$A_{St} = 9,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{Min} = 0,5\% \times 25 \times 35 = 4,375 \text{ cm}^2$$

$$A_{St} = 9,23 > A_{Min} = 4,375 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

3) Armatures transversales :

RPA99 version 2003 (Art 7.5.2.2)

Calcul de (cm)				$A_t = 0,003 \times S_t \times b$	Ferrailage (cm ²)
Poutre Principale	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Min [10 ; 19,2]	$S_t = 10$ cm	1,05	4 HA 8 = 2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 20$	$S_t = 15$ cm	1,575	
Poutre Secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Min [8,75 ; 19,2]	$S_t = 8$ cm	0,60	4 HA 8 = 2,01

Tableau VII.4 : Armatures transversales.

4) Vérification aux cisaillements :

BAEL 91 modifiée 99 (Art 5.1.1)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise

conventionnellement égale à : $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd}$

T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33\text{MPa}; 5\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}.$$

Poutres	Effort tranchant (KN)	b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Obs
Principales	T_{max} 109,65	35	37	0,850	3,33	CV
Secondaires	T_{max} 63,19	25	32	0,790	3,33	CV

Tableau VII.5 : Vérification aux cisaillements.

5) Influence de l'effort tranchant :

- Influence sur le béton : BAEL91 modifiée 99 (Art A.5.1.313).

Il faut vérifier que :

➤ Poutre principale :

$$T_{u \max} \leq T_u = 0,4 \times b \times 0,9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_{u \max} \leq T_u = 0,4 \times 0,35 \times 0,9 \times 0,37 \times \frac{25000}{1,5} = 777 \text{ KN}$$

➤ Poutre secondaire :

$$T_{u \max} \leq T_u = 0,4 \times b \times 0,9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_{u \max} \leq T_u = 0,4 \times 0,25 \times 0,9 \times 0,32 \times \frac{25000}{1,5} = 480 \text{ KN}$$

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	F _{c28} (MPa)	T _u (MPa)	Obs
Principales	T max	109,65	35	37	25	777	CV
Secondaires	T max	63,19	25	32	25	480	CV

Tableau VI.6 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.

- Influence sur les armatures : BAEL91 modifiée 99 (Art A.5.1.312).

Il faut vérifier que :

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u - \frac{Mu}{0,9.d} \right)$$

Si $\left(T_u - \frac{Mu}{0,9.d} \right) < 0 \iff$ la vérification n'est pas nécessaire.

Si $\left(T_u - \frac{Mu}{0,9.d} \right) > 0 \iff$ on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armature pour équilibrer le moment.

Poutres	Effort tranchant (KN)		Moment M _u (KN.m)	d (cm)	F _e (MPa)	$\left(T_u - \frac{Mu}{0,9.d} \right)$
Principales	T max	109,65	140,8	37	400	-313,17
Secondaires	T max	63,19	93,21	32	400	-260,45

Tableau VII.7: Influence de l'effort tranchant sur les aciers.

Poutres principales : $(T_u - \frac{Mu}{0,9d}) = -313,17 \text{ KN} < 0$

Poutres secondaires : $(T_u - \frac{Mu}{0,9d}) = -260,45 \text{ KN} < 0$

◆ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

6) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainements des barres : BAEL91modifiée (Art. A.6.1.3)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec : $\Psi = 1,5$ Pour les aciers HA.

La contrainte d'adhérence à l'entrainement des armatures au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \sum U : \text{ périmètre utile des aciers.}$$

❖ Poutres principales : 3HA 14 + 3HA 12 (Chap).

$$\sum U = 3 \times 3,14 \times 14 + 3 \times 3,14 \times 12 = 244,92 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{109,65 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 244,92} = 1,34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.} \quad \text{◆ Condition vérifié}$$

❖ Poutres secondaires : 3HA 14 + 3HA 14 (Chap).

$$\sum U = 3 \times 3,14 \times 14 + 3 \times 3,14 \times 14 = 263,76 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{63,19 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 263,76} = 0,831 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.} \quad \text{◆ Condition vérifié.}$$

Conclusion : la contrainte d'adhérence est vérifiée ; donc il n'y pas de risque d'entrainement des barres.

7) Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

Les barres que nous avons utilisées ont un diamètre de ($\phi 12$; $\phi 14$) ; donc leurs longueurs de scellement sont les suivantes.

$$\text{Pour les } T_{12} : l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } T_{14} : l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,39 \text{ cm}$$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à : $0,4 l_s$, pour les aciers HA.

Pour les $\phi 12$: $l_a = 16,92 \text{ cm}$.

Pour les $\phi 14$: $l_a = 19,75 \text{ cm}$.

VII.1.4. Vérification a l'ELS :

1) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré **peu nuisible**, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

2) Etat limite de compression du béton (flèche) : **BAEL91 modifiée 99 (Art.6.5)**

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

❖ Poutres principales :

$$\overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{4,30}{500} = 0,0086 \text{ m}$$

$$f_{\text{etabs}} = 0,000539 \text{ m}$$

$$f_{\text{etabs}} = 0,000539 \text{ cm} < \overline{f} = 0,0086 \text{ m} \longleftrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Poutres secondaires :

$$\overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{4,80}{500} = 0,0096 \text{ cm}$$

$$f_{\text{etabs}} = 0,000460 \text{ m}$$

$$f_{\text{etabs}} = 0,000460 \text{ m} < \overline{f} = 0,0096 \text{ cm} \longleftrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3) Vérifications des contraintes :

❖ Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \leq \overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (A_s : \text{armatures adoptées à l'ELU})$$

$$\text{On Calcul: } \rho_1 = \frac{100 A_s}{b d} \longleftrightarrow K_1 \text{ et } \beta_1 \longleftrightarrow \text{à partir des tableaux a l'ELS.}$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

❖ Vérification de la contrainte dans le béton : **BAEL91 modifiée 99 (Art. A.4.5.2)**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible. $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Poutres		M_s KN.m	ρ	B_1	K_1	A_{st} (Cm ²)	d (cm)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Poutres Principales	Travée	40,99	0,618	0,884	28,10	8,01	37	156,45	348	CV	5,56	15	CV
	Appui	70,40	0,618	0,884	28,10	8,01	37	268,71	348	CV	5,56	15	CV
Poutres Secondaires	Travée	30,12	1,153	0,853	19,01	9,23	32	119,55	348	CV	6,28	15	CV
	Appui	45,97	0,577	0,887	29,25	4,62	32	340,45	348	CV	11,63	15	CV

Tableau VII.8 :Vérifications des contraintes à l'ELS.

CHAPITRE VIII

FERRAILLAGE DES VOILES

VIII.1 : Ferraillage des voiles :**VIII.1.1.Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul du ferraillage des voiles se fera en flexion composée, en utilisant la méthode du béton armé, il s'effectuera selon le règlement BAEL 91 et les vérifications selon **le RPA99 version 2003**.

Pour faire face à l'ensemble de ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures pour les voiles :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Pour avoir fait le calcul du ferraillage pour les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveaux ; pour cela nous allons ferrailler nos voiles par zones :

- Zone I : RDC.
- Zone II : du 1^{er} étage au 3^{ème} étage.
- Zone III : du 4^{ème} étage au 6^{ème} étage.
- Zone IV : du 7^{ème} étage au terrasse.

VIII.1.2. Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\begin{array}{ll} \text{Selon le BAEL 91} & \begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases} \\ \text{Selon le RPA version 2003} & \begin{cases} G + Q + E \\ 0.8G + E \end{cases} \end{array}$$

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

VIII.1.3. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes:

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} \\ \sigma_{\min} &= \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I} \end{aligned}$$

Avec : B : la section du béton, $B = L \times e$

L : la longueur de voile.

e : épaisseur de voile.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L}{2}$

Dans ce cas, le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donné par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec : h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré ;

L_c : la longueur de la zone comprimée ;

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_t = L - L_c$$

L_t : longueur tendue.

VIII.1.4. Détermination des diagrammes de contraintes :

En fonction des contraintes agissant sur le voile. Trois cas peuvent se présenter.

- ✓ Section entièrement comprimée (S.E.C).
- ✓ Section partiellement comprimée (S.P.C).
- ✓ Section entièrement tendue (S.E.T).

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

Sections	Diagrammes des contraintes	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E. C		$N_i = \frac{\sigma_{Max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$
S.E. T		$N_i = \frac{\sigma_{Max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{Min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

Tableau. VIII.1: Tableau des efforts normaux.

VIII.1.5. Détermination des armatures :

a) Armatures verticales :

Sections	Armatures verticales
S.E.C	$A_{vi} = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_s}$
S.E. T	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$
S.P. C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Tableau. VIII.2: Tableau des armatures verticales.

Avec : B : section du voile.

σ_s : Contrainte de l'acier.

f_{bc} : Contrainte de calcul dans le béton.

Situation durable : $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$, $f_{bc} = 14,20 \text{ Mpa}$,

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$, $f_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$,

b) Armatures minimales :

***Compression simple (Art. A.8.1, 2 BAEL91) :**

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures ;
- $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$ avec B : section du béton comprimée.

***Traction simple :**

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Avec : B : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

• Exigences de RPA 2003(article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %
- En zone courantes 0.10 %

c) Armatures horizontales (RPA99 version 2003 (Art .7.7.4.2).

- ✓ **D'après le BEAL 91 :** $A_H = \frac{A_v}{4}$ avec : A_v : la section des armatures verticales.
- ✓ **D'après le RPA 2003 :** $A_H \geq 0.15\% \cdot B$ (globalement dans la section du voile).

$$A_H \geq 0,10\% \cdot B \quad (\text{en zone courante}).$$

B : la section du béton

A_H : la section des armatures horizontales.

-Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile

d) Armatures transversales (RPA 99 version 2003 (Art .7.7.4.3))

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 RPA 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

e) 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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

$$T = 1.4V_u \quad (\text{Article 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

f) Armatures de Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$, avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

g) Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons

Possibles de charges.

h) Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

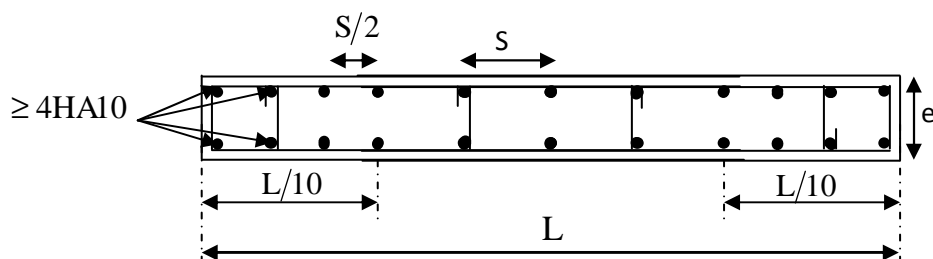


Figure VIII.1: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

i) Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA 99 modifier 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30cm \quad \text{Avec : } e = \text{épaisseur du voile}$$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm.

VIII.1.6. Vérification a l'ELS :**❖ Vérification de la contrainte dans le béton a l'ELS :**

Pour cet état, il considère l'effort:

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

Avec : N_{ser} : Effort normal applique.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :**• D'après le RPA 2003**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} V = 1.4 \cdot V_{u,calculé}$$

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 :

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

VII.1.7.Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferraillage d'un voile VT1 sur la zone I. $L=2,5\text{m}$; $e=0,2\text{ m}$; $B=0,5\text{ m}^2$

$$I = \frac{e \times l^3}{12} = 0,260 \text{ m}^4$$

$$V = V' = \frac{L}{2} = 1,25 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = 7466,74 \text{ KN/m}^2 \quad \left. \vphantom{\sigma_{\max}} \right\} \text{ Donc la section est partiellement comprimée.}$$

$$\sigma_{\min} = -10678,43 \text{ KN/m}^2$$

Calcul de L_c :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{7466,74}{7466,74 + 10678,43} \times 2,5 = 1 \text{ m.}$$

$$L_t = L - L_c = 2,5 - 1 = 1,50 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d_1 et d_2) respectivement.

$$\text{Avec : } d_1 \leq \min \left\{ \frac{h}{2}, \frac{2}{3} L_c \right\} = \min \left\{ \frac{4,08}{2}, \frac{2}{3} \times 1 \right\} = 0,66 \text{ m}$$

Soit $d_1 = 0,66 \text{ m}$

$$d_2 = L_t - d_1 = 1,50 - 0,66 = 0,84 \text{ m.} \quad \text{et} \quad d = \frac{L_t}{2} = 0,75 \text{ m}$$

❖ Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire.

- zone courante (d_2) $S_t \leq \min \{ 1,5 \times e ; 30 \text{ cm} \} = 30 \text{ cm}$ soit $S_t = 20 \text{ cm}$
- zone d'extrémité (d_1) $D = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$

❖ Calcul de N :

Zone tendue :

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} \times \frac{(L_t - d_1)}{L_t} = 7466,43 \times \frac{(1,50 - 0,66)}{1,50} = 4181,37 \text{ Mpa}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e = \frac{10678,43 + 4181,37}{2} \times 0,66 \times 0,2 = 980,74 \text{ KN.}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = \frac{4181,37}{2} \times 0,84 \times 0,2 = 351,23 \text{ KN.}$$

❖ **Calcul des armatures :**➤ **Les armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{980,74}{400} \times 10 = 24,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{351,23}{400} \times 10 = 8,78 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B f_{t28}}{f_e} ; 0,002 B \right) \text{ avec } B = d \times e$$

$$B_1 = d_1 \times e = 66 \times 20 = 1320 \text{ cm}^2$$

$$B_2 = d_2 \times e = 84 \times 20 = 1680 \text{ cm}^2$$

$$A_{1\min} \geq \max(2,64 ; 6,93) = 6,93 \text{ cm}^2$$

$$A_{2\min} \geq \max(3,36 ; 8,82) = 8,82 \text{ cm}^2$$

➤ **Les armatures de couture :**

$$A_{vj} = \frac{1,1 \times 1,4 \times T}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 \times 512,55}{400} \times 10 = 19,73 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec } T = 1,4 \times V_u$$

➤ **Les armatures calculées :**

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 24,51 + \frac{19,73}{4} = 29,44 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 8,78 + \frac{19,73}{4} = 13,71 \text{ cm}^2$$

Le ferraillage adopte :

$$A_1 = 2 \times 8 \text{ HA16} = 32,18 \text{ cm}^2, \text{ avec } D = \frac{S_t}{2} = 20 \text{ cm}$$

$$A_2 = 2 \times 8 \text{ HA12} = 18,10 \text{ cm}^2, \text{ avec } S_t \leq \min\{1,5 \times e ; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \text{ soit } S_t = 9 \text{ cm}$$

➤ **Les armatures horizontales :**

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_h = \frac{A_v}{4} = 4,93 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA révisée 2003 : } A_h = 0,15 \% B = 7,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{En prend } A_h = 7,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 7 \text{ HA12} = 7,92 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 15 \text{ cm.}$$

➤ **Les armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

On adopte **4HA8** ($2,01 \text{ cm}^2$) par m^2

➤ 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 $\geq 4\text{HA}10$

❖ Vérification des contraintes de cisaillement :

➤ Selon le BAEL 91 modifié 99 : (Art 5.1.1) :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa} \right\} = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,15} ; 4\text{Mpa} \right\} = 3,26\text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{512,5 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 2500} = 1,13 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1,13 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée}).$$

➤ RPA99version 2003 (Art 7.2.2) :

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5\text{Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b \times d} = \frac{1,4T}{b \times d} = \frac{1,4 \times 512,55 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 2500} = 1,60 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 1,60 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée}).$$

❖ Vérification à L'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} = \frac{1743,44 \times 1000}{2500 \times 200 + 64725} = 3,08 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc}=3,08\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc}=15\text{MPa} \quad \longleftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le ferrailage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométrique	L (m)	2,5	2,5	2,5	2,5
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,5	0,5	0,5	0,5
Sollicitations De calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	7466,74	4823,65	1866,76	847,73
	σ_{\min} [KN/m ²]	-10678,43	-7563,09	-3463,5	-1411,61
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	717,570	309,316	192,01	42,112
	L _t (m)	1,50	1,53	1,62	1,56
	L _c (m)	1,00	0,97	0,88	0,94
	d (m)	0,66	0,65	0,59	0,63
	σ_1 [KN/m ²]	4181,370	4347,323	2205,66	846,45
	N (kN)	N ₁	980,740	773,03	333,20
		N ₂	351,21	381,44	227,32
	A _v (cm ²)	A _{v1}	24,51	19,33	8,33
		A _{v2}	8,78	9,54	5,68
	A _{vj} (cm ²)		19,73	8,51	5,28
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	29,44	21,45	9,65
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	13,71	11,66	7,00
	A _{min} (cm ²)		7,20	6,81	6,17
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	32,18	24,12	11,30
		Bande 2	18,10	13,56	7,86
Ferrailage Des voiles	Choix des barres	Bande1	2×8HA16	2×6HA16	2×5HA12
		Bande 2	2×8HA12	2×6HA12	2×5HA10
	S _t (cm)	Bande1	10	13	15
		Bande 2	10	15	20
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		7,50	7,50	7,50
	A _H /nappe (cm ²)		4,93	2,127	1,32
	Choix des barres/nappe (cm ²)		7HA12/nap	7HA12/nap	7HA12/nap
Vérification des contraintes	ep =15cm		(A=7,92cm ²)	(A=7,92cm ²)	(A=7,92cm ²)
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	σ_u (MPa)=3,26	1,139	0,491	0,305
		σ_b (MPa)=5	1,60	0,687	0,427
	ELS	N _s (kN)	1743,44	1609,70	1073,97
		σ_{bc} (MPa)=15	3,08	2,814	1,934

Tableau.VII.3 :Ferrailage du voile VT1 dans les différentes zones

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,25	1,25	1,25	1,25
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,25	0,25	0,25	0,25
Sollicitations De calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	3951,2	1671,41	1195,22	2804,52
	σ_{\min} [KN/m ²]	-7339,55	-6080,53	-3851,18	-3359,05
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	16, 352	655,382	282,394	92,484
	L _t (m)	0,81	0,98	0,95	0,68
	L _c (m)	0,44	0,27	0,30	0,57
	d (m)	0,29	0,18	0,20	0,38
	σ_1 [KN/m ²]	4705,417	4966,257	3054,367	1679,525
	N (kN)	N ₁	351,26	198,48	136,30
		N ₂	245,12	397,70	231,08
	A _v (cm ²)	A _{v1}	8,78	4,96	3,41
		A _{v2}	6,13	9,94	5,78
	A _{vj} (cm ²)		0,45	18,02	7,77
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	8,89	7,47	5,35
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	6,24	5,45	4,72
	A _{min} (cm ²)		3,06	1,89	2,07
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	9,05	7,70	5,65
		Bande 2	6,28	5,65	5,65
Ferrailage Des voiles	Choix des barres	Bande1	2×4HA12	2×3HA14	2×3HA12
		Bande 2	2×4HA10	2×3HA12	2×3HA12
	S _t (cm)	Bande1	10	19	19
		Bande 2	11	17,5	17,5
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		3,75	3,75	3,75
	A _H /nappe (cm ²)		0,11	4,50	1,94
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA12/nap	4HA12/nap	4HA12/nap
	ep =25cm		(A=4,52cm ²)	(A=4,52cm ²)	(A=4,52cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	σ_u (MPa)= 3,26	0,052	2,081	0,896
		σ_b (MPa)=5	0,073	2,913	1,255
	ELS	N _s (kN)	955,70	1058,24	746,73
		σ_{bc} (MPa)=15	2,758	3,286	2,445

Tableau. VIII.4 :Ferrailage du voile VT2 dans les différentes zones.

Tableau V.11 : Ferrailage du Voile V.12 dans les différentes zones.						
Zones			Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,60	2,60	2,60	2,60
	e (m)		0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,52	0,52	0,52	0,52
Sollicitations De calcul	σ_{\max} [KN/m²]		5211,73	4286,82	5119,56	5357,3
	σ_{\min} [KN/m²]		-8943,61	-7094,56	-5660,6	-6214,23
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		821,730	1324,890	624,764	248,696
	L _t (m)		1,64	1,62	1,37	1,40
	L _c (m)		0,96	0,98	1,23	1,20
	d (m)		0,64	0,65	0,82	0,80
	σ_1 [KN/m²]		5469,123	4236,680	2830,300	3107,115
	N (kN)	N ₁	919,79	739,78	579,61	650,76
		N ₂	549,40	410,04	193,20	216,92
	A _v (cm²)	A _{v1}	22,99	18,49	14,49	16,27
		A _{v2}	13,73	10,25	4,83	5,42
	A _{vj} (cm²)		22,60	36,43	17,18	6,84
	A (cm²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	28,64	27,60	18,79	17,98
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	19,38	19,36	9,13	7,13
	A _{min} (cm²)		6,70	6,86	8,64	8,43
	A _v adopté (cm²)	Bande1	32,18	32,18	20,36	20,36
		Bande 2	24,62	24,62	14,12	14,12
Ferrailage Des voiles	Choix des barres	Bande1	2×8HA16	2×8HA16	2×9HA12	2×9HA12
		Bande 2	2×8HA14	2×8HA14	2×9HA12	2×9HA12
	S _t (cm)	Bande1	10	10	9	9
		Bande 2	12	12	10	11
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		7,80	7,80	7,80	7,80
	A _H /nappe (cm²)		5,65	9,10	4,30	1,71
	Choix des barres/nappe (cm²)		7HA12/nap	9HA12/nap	7HA12/nappe	7HA12/nap
	ep =15cm		(A=7,9cm²)	(A=10,1cm²)	(A=7,9cm²)	(A=7,9cm²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	σ_u (MPa)=3,26	1,254	2,022	0,954	0,380
		σ_b (MPa)=5	1,756	2,831	1,335	0,531
	ELS	N _s (kN)	5469,123	4236,680	2830,300	3107,115
σ_{bc} (MPa)=15		3,355	3,243	2,299	0,557	

Tableau. VIII.5 :Ferrailage du voile VT3 dans les différentes zones.

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,40	2,40	2,40	2,40
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,48	0,48	0,48	0,48
Sollicitations De calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	6062,81	5219,37	3482,63	1965,83
	σ_{\min} [KN/m ²]	-9165,07	-7994,07	-4706,19	-2976,5
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	243,754	404,306	212,394	67,592
	L _t (m)	1,44	1,45	1,38	1,45
	L _c (m)	0,96	0,95	1,02	0,95
	d (m)	0,64	0,63	0,68	0,64
	σ_1 [KN/m ²]	5123,197	4514,790	2384,437	1665,947
	N (kN)	N ₁	910,19	790,57	482,49
		N ₂	413,67	370,22	166,63
	A _v (cm ²)	A _{v1}	22,75	19,76	12,06
		A _{v2}	10,34	9,26	4,17
	A _{vj} (cm ²)		6,70	11,12	5,84
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	24,43	22,54	13,52
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	12,04	12,02	5,63
	A _{min} (cm ²)		6,69	6,64	7,14
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	24,62	24,62	13,56
		Bande 2	18,10	13,56	9,42
Ferrailage Des voiles	Choix des barres	Bande1	2×8HA14	2×8HA14	2×6HA12
		Bande 2	2×8HA12	2×8HA12	2×6HA10
	S _t (cm)	Bande1	10	10	12
		Bande 2	10	10	16
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		7,20	7,20	7,20
	A _H /nappe (cm ²)		1,67	2,78	1,46
	Choix des barres/nappe (cm ²)		7HA12/nap	7HA12/nap	7HA12/nap
Vérification des contraintes	ep =15cm		(A=7,9cm ²)	(A=7,9cm ²)	(A=7,9cm ²)
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	σ_u (MPa)=3,26	0,403	0,668	0,351
		σ_b (MPa)=5	0,564	0,936	0,492
	ELS	N _s (kN)	1580,27	1431,52	958,36
		σ_{bc} (MPa)=15	2,741	2,593	1,790

Tableau. VIII.6 :Ferrailage du voile VT4 dans les différentes zones.

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,50	1,50	1,50	1,50
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,3	0,3	0,3	0,3
Sollicitations De calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	5800,23	3334,32	2530,35	5404,05
	σ_{\min} [KN/m ²]	-9492,28	-6121,77	-5167,24	-5768,75
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	859,21	602,96	511,80	377,45
	L _t (m)	0,93	0,97	1,01	0,77
	L _c (m)	0,57	0,53	0,49	0,73
	d (m)	0,38	0,35	0,33	0,48
	σ_1 [KN/m ²]	5625,460	3898,890	3480,340	2884,375
	N (kN)	N ₁	573,39	353,34	284,26
		N ₂	310,40	241,14	236,04
	A _v (cm ²)	A _{v1}	12,76	0,88	0,75
		A _{v2}	0,64	0,96	1,17
	A _{vj} (cm ²)		5,54	2,92	2,49
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	14,14	1,61	1,04
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	1,96	1,69	1,79
	A _{min} (cm ²)		3,98	3,70	3,45
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	15,40	6,78	6,78
		Bande 2	11,31	6,78	6,78
Ferrailage Des voiles	Choix des barres	Bande1	2×5HA14	2×3HA12	2×3HA12
		Bande 2	2×5HA12	2×3HA12	2×3HA12
	S _t (cm)	Bande1	10	15	15
		Bande 2	10	20	20
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		4,50	4,50	4,50
	A _H /nappe (cm ²)		1,39	0,73	0,62
	Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA10/nap	6HA10/nap	6HA10/nap
Vérification des contraintes	ep =20cm		(A=4,71cm ²)	(A=4,71cm ²)	(A=4,71cm ²)
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	σ_u (MPa)= 3,26	3,234	2,548	1,876
		σ_b (MPa)=5	4,850	3,778	2,456
	ELS	N _s (kN)	5223,01	4937,83	3392,08
		σ_{bc} (MPa)=15	13,172	13,271	9,544

Tableau. VIII.7 :Ferrailage du voile VL1 dans les différentes zones.

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,10	2,10	2,10	2,10
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,42	0,42	0,42	0,42
Sollicitations De calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	4014,99	2190,04	439,95	546,20
	σ_{\min} [KN/m ²]	-7140,89	-5065,53	-2236,12	-830,95
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	867,38	685	475,81	240,78
	L _t (m)	1,34	1,47	1,75	1,27
	L _c (m)	0,76	0,63	0,35	0,83
	d (m)	0,50	0,42	0,23	0,56
	σ_1 [KN/m ²]	4464,230	3605,503	1942,826	466,817
	N (kN)	N ₁	584,73	366,42	96,18
		N ₂	375,15	376,25	296,20
	A _v (cm ²)	A _{v1}	14,62	9,16	2,40
		A _{v2}	9,38	9,41	0,83
	A _{vj} (cm ²)		36,01	29,31	4,39
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	27,10	15,83	3,50
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	21,54	15,83	8,50
	A _{min} (cm ²)		5,29	4,44	2,42
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	28,14	15,84	6,78
		Bande 2	21,54	15,84	9,24
Ferrailage Des voiles	Choix des barres	Bande1	2×7HA16	2×7HA12	2×3HA12
		Bande 2	2×7HA14	2×7HA12	2×3HA14
	S _t (cm)	Bande1	10	10	20
		Bande 2	10	10	24
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		6,30	6,30	6,30
	A _H /nappe (cm ²)		9,00	7,33	1,10
	Choix des barres/nappe (cm ²)		8HA12/nap	7HA12/nap	6HA12/nappe
	ep =20cm		(A=9,05cm ²)	(A=7,9cm ²)	(A=6,78cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	σ_u (MPa)=3,26	3,06	2,014	0,302
		σ_b (MPa)=5	4,802	2,820	0,422
	ELS	N _s (kN)	743,16	688,76	461,55
		σ_{bc} (MPa)=15	1,439	1,400	0,971

Tableau. VIII.8 :Ferrailage du voile VL2 dans les différentes zones.

Zones			Zone I
Caractéristiques géométriques	L (m)		1
	e (m)		0,2
	B (m)		0,2
Sollicitations De calcul	σ_{\max} [KN/m²]		1648,61
	σ_{\min} [KN/m²]		-4915,38
	Nature de la section		SPC
	V _u (kN)		81,79
	L _t (m)		0,75
	L _c (m)		0,25
	d (m)		0,17
	σ_1 [KN/m²]		3816,307
	N (kN)	N ₁	146,20
		N ₂	221,88
	A _v (cm²)	A _{v1}	3,66
		A _{v2}	5,55
	A _{vj} (cm²)		3,15
	A (cm²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	4,44
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	6,33
	A _{min} (cm²)		1,76
	A _v adopté (cm²)	Bande1	4,52
Bande 2		8,04	
Ferrailage Des voiles	Choix des barres	Bande1	2×2HA12
		Bande 2	2×2HA16
	S _t (cm)	Bande1	15
		Bande 2	20
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		3,0
	A _H /nappe (cm²)		1,93
	Choix des barres/nappe (cm²)		3HA12/nap
	ep =25cm		(A=3,39cm²)
Vérification des contraintes	Armature transversal (4 Epingles HA8/m²)		
	contrainte	σ_u (MPa)=3,26	1,116
		σ_b (MPa)=5	1,563
	ELS	N _s (kN)	743,16
σ_{bc} (MPa)=15		2,506	

Tableau. VIII.9 :Ferrailage du voile VL01 dans la zone I.

CHAPITRE IX

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1. Introduction :

La fondation est par définition un élément de la structure qui permet la transmission au sol des efforts provenant de la superstructure. Ces efforts sont :

- **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 des plans différents.

Selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations, les fondations peuvent être classées comme suite :

- 1) **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (**semelles isolées, semelles filantes et radier**).
- 2) **Fondations profondes** : Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante, le bon sol est assez profond (**pieux, puits**).

VIII.2. Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- La stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

Pour le cas de la structure étudiée, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

L'étude géologique du site à donner une contrainte admissible de **2 bars**.

VIII.3. Fondation :➤ **Semelles isolées :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

✓ **Homothétie des dimensions :**

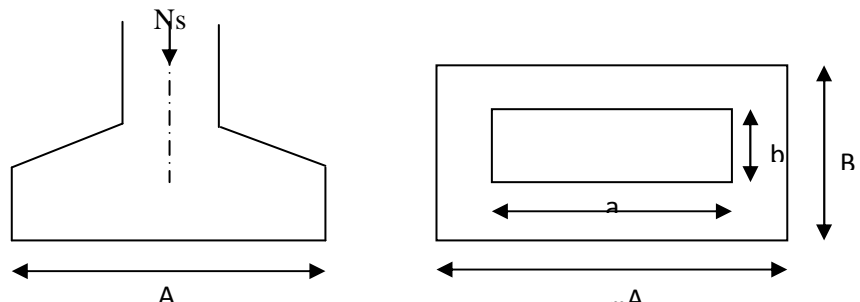
$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{45}{45} = 1.00 \Rightarrow A = 1.00B \text{ Poteau rectangulaire}$$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}. \text{ On a :}$$

$$N_{ser} = 1081,38 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1081,38}{200}} = 2,33$$



✓ **Conclusion :**

Vu l'importance des dimensions des semelles dans le but d'éviter tout risque de chevauchement, on doit donc opter pour des semelles filantes.

➤ **Semelles filantes :****a) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{BL} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Avec :

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 0,2$ MPa),

B : largeur de la semelle,

L : longueur de la semelle sous voile.

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Voile	N _{ser}	L (m)	B (m)	S = B × L (m ²)
VL1	5223,01	10,5	2,48	26,05
VL2	743,16	2,10	1,77	3,72
VL01	371,44	1,00	1,86	1.86
				St= 31,63

Tableau VIII.1 :Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinale).

Voile	N _{ser}	L (m)	B (m)	S = B × L (m ²)
VT1	1743,44	5,00	1,74	8.7
VT2	1058,24	2,50	2.12	5,3
VT3	2068,31	5,20	1,99	10,35
VT4	1580,27	4,80	1,65	7.92
				St=32.27

Tableau VIII.2 :Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversale).

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **St = S1 + S2 = 63.90 m².**

b) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :❖ **Hypothèses de calcul :**

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

❖ Etape du calcul :

1 - détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$ 2 - détermination de coordonnée de la résultante : $e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$

3 - détermination de la distribution par (ml) de semelle :

Si $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.Si : $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

4 - Détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q \cdot \frac{L}{4}}{\sigma_{sol}}$

5 - Détermination de la charge totale transmise par les poteaux :

 $\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6}$ Avec : L : est la distance entre nus des poteaux.

Poteaux	N _{ser}	e _i (m)	N _s × e _i	M _I
1	426,38	12,5	5201,84	-2,25
2	1050,41	8,95	9401,17	1,31
3	1081,38	5,95	6434,21	-0,42
4	737,12	2,40	1769,09	6,88
5	732,61	-2,40	-1758,26	7,15
6	1078,76	-5,95	-6418,62	0,90
7	1031,91	-8,95	-9235,59	0,19
8	413,80	-12,5	-5172,50	-0,88
	Σ = 6552,43		Σ = 221,34	Σ = 12,88

Coordonnée de la résultante des forces par rapport au CDG de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

$$\text{AN : } e = \frac{221,34 + 12,88}{6552,43} = 0,0357 \text{ m}$$

$$e = 0,0357 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{25}{6} = 4,167 \text{ m} \longrightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{6552,43}{25} \times \left(1 + \frac{6 \times (0,0357)}{25} \right) = 264,343 \text{ [KN/m]}$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{6552,43}{25} \times \left(1 - \frac{6 \times (0,0357)}{25} \right) = 259,852 \text{ [KN/m]}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{6552,43}{25} \times \left(1 + \frac{3 \times (0,0357)}{25} \right) = 263,220 \text{ [KN/m]}$$

✓ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{263,220}{200} = 1,316 \text{ m on prend } B = 1,5 \text{ m}$$

On aura donc, $S = 1,50 \times 25 = 37,5 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p = 25 \times 8 = 200 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 200 + 63,90 = 263,90 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 11,2 \times 25 = 280 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{263,90}{280} = 0,9425 = 94,25 \%$$

La surface des semelles représente 94,25 % de la surface de bâtiments.

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VIII.4. Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle 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 diminuées du poids propre du radier.

Les avantages que le radier offre par rapport aux autres semelles superficielles :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une répartition de la charge sur le sol de la fondation
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution
- Coût élevé de l'opération.

VIII.4.1. Pré dimensionnement du radier :

a) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

b) Selon la condition forfaitaire :

- Sous voiles :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

h : épaisseur du radier

L_{\max} : portée max

$$L_{\max} = 4,80 \text{ m} \Rightarrow 480/8 = 60 \text{ cm} \leq h \leq 480/5 = 96 \text{ cm}$$

On prend $h=95 \text{ cm}$

- Sous poteaux :**➤ La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$$h_d \geq \frac{480}{20} = 24 \text{ cm} \quad ; \text{ Soit } h_d = 30 \text{ cm.}$$

➤ La nervure (poutre) :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{480}{10} = 48 \text{ cm} \quad ; \text{ Soit } h_n = 100 \text{ cm.}$$

➤ Dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{480}{50} \leq h_t \leq \frac{480}{40} \longrightarrow 9,6 \text{ cm} \leq h_t \leq 12 \text{ cm}$$

Soit $h_t = 20 \text{ cm}$

-La base de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \longrightarrow 0,4 \times 100 \leq b_n \leq 0,7 \times 100 = 40 \text{ cm} \leq b_n \leq 70 \text{ cm}$$

On prend $b_n = 50 \text{ cm}$

C) Condition de la longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface **$K = 40 \text{ MPa}$** pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m).

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,80\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,989 \text{ m}$$

On prend $h = 100 \text{ cm}$.

Conclusion : D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 100 \text{ cm}$ Hauteur de la nervure.

$h_d = 30 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle.

$b_n = 50\text{cm}$ Largeur de la nervure.

$h_t = 20\text{ cm}$ Dalle flottante.

VIII.5. Détermination des efforts :

❖ Combinaison d'actions :

ELU : $N_{ul} = 1,35G + 1,5Q = 40632,11\text{ KN}$

ELS: $N_{sl} = G + Q = 25590,82\text{ KN}$

VIII.6. Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{40632,11}{1,33 \times 200} = 152,75\text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1,33\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{25590,82}{1,33 \times 200} = 96,21\text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{nec}}^{\text{ELU}}; S_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 152,75\text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 280\text{ m}^2 > \max(S_1; S_2) = S_{\text{rad}} = 152,75\text{ m}^2$$

Remarque : On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30\text{cm}\right) = 50\text{ cm}$$

On opte pour un radier de $h_{\text{déb}} = 50\text{ cm}$.

$$S_{\text{rad}} = 280 + 0,5 \times (11,2 + 25) \times 2 = 306,8\text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier égale : $S_{\text{rad}} = 316,2\text{ m}^2$

VIII.7. Calcul des sollicitations à la base du radier :

$G_{\text{rad}} = \text{Poids de la Dalle} + \text{Poids de la nervure} + \text{Poids de (T.V.O)} + \text{Poids de la dalle flottante.}$

➤ Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = (316,2 \times 0,30) \times 25 = 2371,5\text{ KN}$$

➤ Poids des nervures :

$$P_{\text{nerv}} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$P_n = [(0,5 \times (1 - 0,30) \times 25 \times 8) + (0,5 \times (1 - 0,30) \times 11,2 \times 3)] \times 25$$

$$P_n = 2044\text{ KN}$$

➤ Poids de TVO :

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \times \rho$$

$$S_{\text{nerv}} = (0,5 \times 25 \times 8) + (0,5 \times 11,2 \times 3) = 116,8\text{ m}^2$$

$$P_{\text{TVO}} = [(316,2 - 116,8) \times (1 - 0,30)] \times 17 = 2372,86\text{ KN.}$$

Avec : poids volumique du TVO : $\rho = 17 \text{ KN/m}^3$

➤ **Poids de la dalle flottante :**

$$P_{df} = S_{rad} \times e_p \times \rho_b$$

Epaisseur de dalle flottante = ($e_p = 10 \text{ cm}$).

$$P_{df} = 316,2 \times 0,1 \times 25 = 790,5 \text{ KN}.$$

❖ **Charge Permanente apportée sur le radier:**

$$G_{rad} = P_{dalle} + P_{ner} + P_{TVO} + P_{dalle \text{ flottante}}$$

$$G_{rad} = 2371,5 + 2044 + 790,5 = 5206 \text{ KN}.$$

❖ **Combinaison d'action :**

$$N_u = N_{ul} + 1,35 G_{rad} = 40632,11 + (1,35 \times 5206) = 47660,21 \text{ KN}.$$

$$N_s = N_{sl} + G_{rad} = 29590,82 + 5206 = 34796,82 \text{ KN}.$$

VIII.8. Vérification :

VIII.8.1. Vérification à la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} \leq \tau = \text{Min} \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{ct28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$, $d = 0,9 h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$.

$$T_u^{max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{max}}{2} = \frac{47660,21 \times 1}{316,2} \times \frac{4,80}{2} = 361,75 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{361,75 \times 1000}{1000 \times 270} = 1,34 \text{ MPa} \leq \tau = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VIII.8.2. Vérification de la stabilité du radier :

❖ **Calcul le centre de gravité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par l'effort normal (N) du aux charges verticales.

Le diagramme uniforme des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}}$$



Figure .VIII.1 :Diagramme des contraintes.

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{à l'ELU : } \sigma_m = \frac{N_u}{S_{rad}} \leq 2 \cdot \sigma_{sol}$$

$$\text{a l'ELS : } \sigma_m = \frac{N_s}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{a l'ELU : } N_u = 47660,21 \text{ KN}$$

$$\sigma_m = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{47660.21}{316.2} = 150,73 \text{ KN/m}^2$$

$$2\sigma_{sol} = 2 \times 200 = 400 \text{ KN/m}^2$$

D'où : $\sigma_m = 150,73 \text{ KN/m}^2 < 2 \times \sigma_{sol} = 400 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$
à l'ELS: $N_s = 34796,82 \text{ KN}$

$$\sigma_m = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{34796.82}{316.2} = 110.05 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

D'où : $\sigma_m = 110.05 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

VIII.9. Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91

VIII.9.1. Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

1^{er} Cas : Si $\alpha < 0,4$: la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

2^{ème} Cas : Si $0,4 \leq \alpha \leq 1$: les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \text{ avec } (L_x < L_y)$$

Remarque :

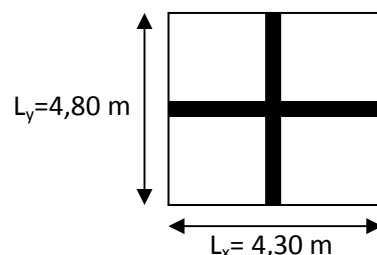
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour le calcul de panneau le plus sollicité.

VIII.9.2. Identification du panneau le plus sollicité :

$$L_x = 4.30 \text{ m } L_y = 4,80 \text{ m } \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,30}{4,80} = 0,90$$

$$\text{a l'ELU: } \begin{cases} \mu_x = 0,0458 & ; & \mu_y = 0,778 \end{cases}$$

$$\text{à l'ELS: } \begin{cases} \mu_x = 0.0529 & ; & \mu_y = 0,846 \end{cases}$$



$0,4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille 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.

- A l'ELU :

$$q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(150,73 - \frac{5206}{316,2} \right) \times 1\text{ml} = 134,27 \text{ KN/m}^2$$

- A l'ELS :

$$q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(110,05 - \frac{5206}{316,2} \right) \times 1\text{ml} = 93,59 \text{ KN/m}^2$$

VIII.9.3. Calcul à l'ELU :

1. Evaluation des moments M_x, M_y :

On obtient :

$$\begin{aligned} M_{0x} &= 0,0458 \times 134,27 \times 4,30^2 = 113,71 \text{ KN.m} \\ M_{0y} &= 0,778 \times 1713,71 = 88,47 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Remarque : Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de :

- **0,75** : pour les moments en travée.
- **0,5** : pour les moments sur appuis intermédiaires.
- **0,3** : pour les moments sur appuis de rive.

Moments aux appuis intermédiaires :

$$M_{a-x} = 0,5 \times 113,71 = 56,86 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0,5 \times 88,47 = 44,23 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis de rive :

$$M_{a-x} = 0,3 \times 113,71 = 34,11 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0,3 \times 88,47 = 26,54 \text{ KN.m}$$

Moments en travée :

$$M_{a-x} = 0,75 \times 113,71 = 85,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0,75 \times 88,47 = 66,35 \text{ KN.m}$$

a. Ferrailage dans le sens x-x :

- Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{56,86 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,055 < 0,392$$

\rightarrow c.s.a

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,055 \rightarrow \beta_u = 0,971$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{56,86 \times 10^3}{0,971 \times 27 \times 348} = 6,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: **5HA14** = $7,7 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$ avec un espacement de 20cm

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{85,28 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,082 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,082 \rightarrow \beta_u = 0,957$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{85,28 \times 10^3}{0,957 \times 27 \times 348} = 9,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: **5HA16** = $10,05 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$ avec un espacement de 20 cm

b. Ferrailage dans le sens y-y :

- **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{44,23 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,042 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,042 \rightarrow \beta_u = 0,979$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{44,23 \times 10^3}{0,979 \times 27 \times 348} = 4,81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: **4HA14** = $6,15 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$ avec un espacement de 25cm

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{66,35 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,064 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,064 \rightarrow \beta_u = 0,967$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{66,35 \times 10^3}{0,967 \times 27 \times 348} = 7,30 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

Soit: **4HA16** = $8,04 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$ la vecunéspacement de 25 cm

Remarque :

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

Sens	Zone	M (KN.m)	μ	β	Ferraillage	ST (cm)	Section cm ²
Longitudinale	Aux appuis	56,86	0.055	0.971	5 HA 14	20	7.07
	En travée	85,28	0,082	0,957	5 HA 16	20	10.05
Transversale	Aux appuis	44,23	0,042	0,979	4 HA 14	25	6,15
	En travée	63,35	0,064	0.967	4 HA 16	25	8,04

Tableau VIII.3 :Récapitulatif des résultats dans les deux sens.

VIII.9.4. Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = w_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-(Lx/Ly)}{2} \quad \text{avec } w_0 = 0,8 \text{ ‰ pour les HA.}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3-0,90}{2} = 2, \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Aux appuis : } \begin{cases} A_{ua}^x = 7,07 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{ua}^y = 10,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} A_{ut}^x = 6,15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{ut}^y = 8,04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

VIII.9.5. Calcul à l'ELS :

❖ Evaluation des moments M_x , M_y :

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \quad \text{et} \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

On obtient :

$$M_x = 0.0529 \times 93,59 \times 4.30^2 = 91,54 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.846 \times 91,54 = 77,44 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis intermédiaires :

$$M_{a-x} = 0,5 \times 91,54 = 45,77 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0,5 \times 77,44 = 38,72 \text{ KN.m}$$

Moments en travée :

$$M_{a-x} = 0,75 \times 91,54 = 68,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0,75 \times 77,44 = 58,08 \text{ KN.m}$$

❖ **Vérification des contraintes :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{\gamma}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **Selon X-X:**• **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{56,86}{45,77} = 1,24 \quad \text{et } \mu = 0,044 \rightarrow \alpha = 0,0562 \quad \text{et : } \alpha = 0,0562 < \frac{1,24-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,37$$

• **En travée :**

$$\gamma = \frac{85,28}{68,66} = 1,24 \quad \text{et } \mu = 0,066 \rightarrow \alpha = 0,0854 \quad \text{et : } \alpha = 0,0854 < \frac{1,24-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,37$$

- **Selon Y-Y:**• **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{44,23}{38,72} = 1,14 \quad \text{et } \mu = 0,037 \rightarrow \alpha = 0,0485 \quad \text{et : } \alpha = 0,0485 < \frac{1,14-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,32$$

• **En travée :**

$$\gamma = \frac{63,35}{58,08} = 1,09 \quad \text{et } \mu = 0,056 \rightarrow \alpha = 0,0721 \quad \text{et : } \alpha = 0,0721 < \frac{1,09-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,29$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas lieu de vérifier les contraintes dans le béton.

Les contraintes suivant (x) sont plus défavorables, donc les contraintes suivant (y-y) sont vérifiées.

Les contraintes suivant (x) sont plus défavorables, donc les contraintes suivant (y-y) sont vérifiées.

Sens	Zone	M _U	M _S	$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$	μ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Obs
X-X	Appuis	56,86	45,77	1,24	0,044	0,0562	0,37	CV
	Travée	85,28	68,66	1,24	0,066	0,0854	0,37	CV
Y-Y	Appuis	44,23	38,72	1,14	0,037	0,0485	0,32	CV
	Travée	63,35	58,08	1,09	0,056	0,0721	0,29	CV

Tableau VIII.4 :Vérification des contrainte dans le béton.

❖ -Vérification de l'espacement des barres :

Lorsque la fissuration est préjudiciable, l'écartement max des armatures d'une nappe est donnée par (A.8.2, 42/BAEL91 modifiées 99).

$$S_t \leq \min\{2h; 25\text{cm}\} = 25\text{cm} \Rightarrow \text{OK}$$

❖ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec ;} \quad V_u = \frac{q_u L_y}{2} = \frac{134,27 \times 4,80}{2} = 322,248 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{322,248 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,190 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left\{\frac{0,15 f_{c28}}{1,5}; 4\text{MPa}\right\} = 2,5 \text{ MPa} \quad 1,190 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \Rightarrow \text{CV}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

VIII.10. Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie ; illustré dans la figure ci-dessous . Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

1. Sollicitations de calcul :

• A l'ELU :

$$q_u = 134,27 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-q_u \cdot l^2}{2} = \frac{-134,27 \times 0,5^2}{2} = -16,78 \text{ KN.m}$$

• A l'ELS :

$$q_s = 93,59 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-q_s \cdot l^2}{2} = \frac{-93,59 \times 0,5^2}{2} = -11,70 \text{ KN.m}$$

2. Calcul des armatures :

- Armatures principales :

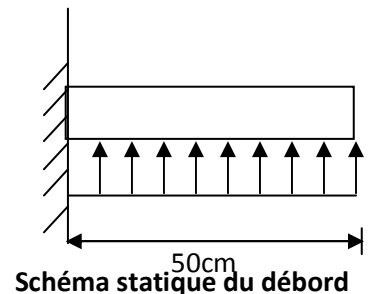
$$b = 1 \text{ m ;} \quad d = 27 \text{ cm ;} \quad f_{bc} = 14,20 \text{ MPa ;} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{16,78 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,20} = 0,018 < \mu = 0,392$$

$$\mu_u = 0,018 \rightarrow \beta_u = 0,991$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{16,78 \times 10^3}{0,991 \times 27 \times 348} = 1,80 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } 4 \text{ HA } 12 = 4,52 \text{ cm}^2$$



- **Armatures des répartitions :**

$$A_r = \frac{\mu_u}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit : **4 HA 10 = 3,14 cm²**

3. Vérification à l'ELU :

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.ft_{28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

On adopte **3 HA12 = 3,38 cm²/ml** avec $S_t = 15$

$A_u = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,38 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

4. Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{16,78}{11,70} = 1,43$$

$$\mu = 0,011 \rightarrow \alpha = 0,0151$$

$$\alpha = 0,0151 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,43-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,465 \text{ condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord

$A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}} \Rightarrow$ Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VIII.11. Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les sens.

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel **ETABS**.

VIII.12. Détermination des efforts :

Sens longitudinal(X-X) :

$$\text{ELU : } q_u = 134,27 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = 93,59 \text{ KN/m}$$

➤ ELU :

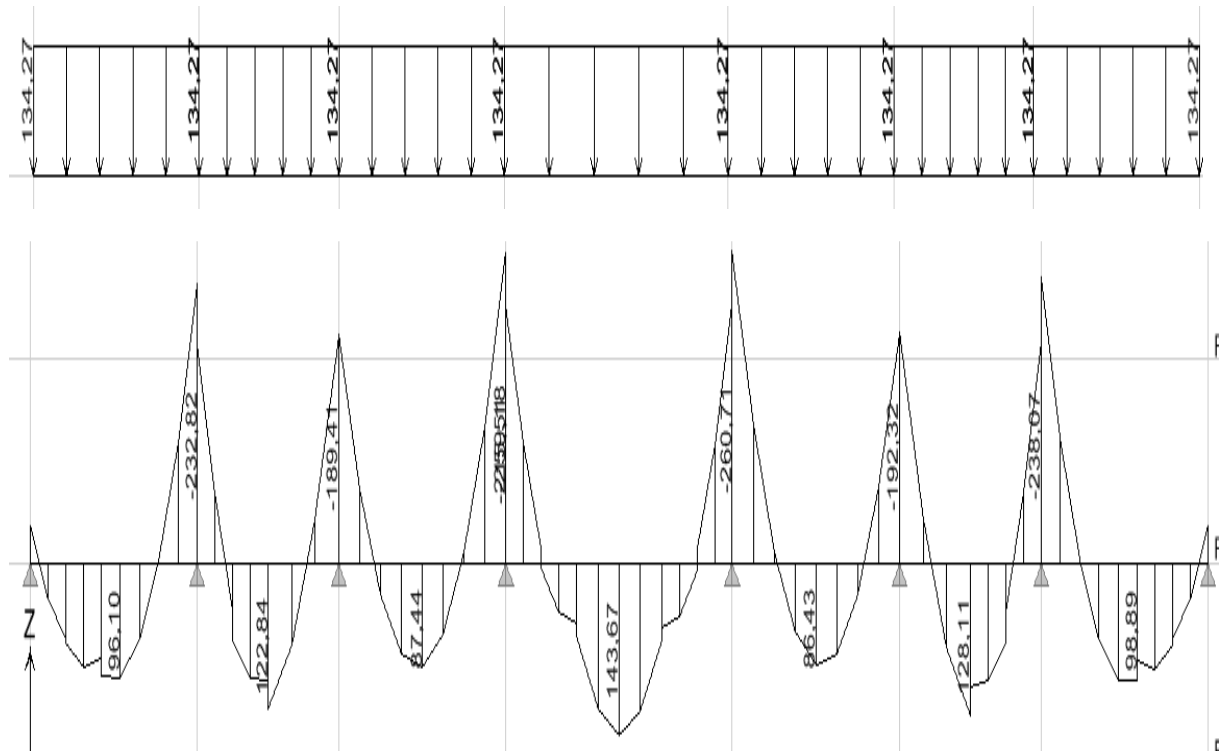


Figure VIII.2:Diagrammes des moments fléchissant a L'ELU sens (X-X).

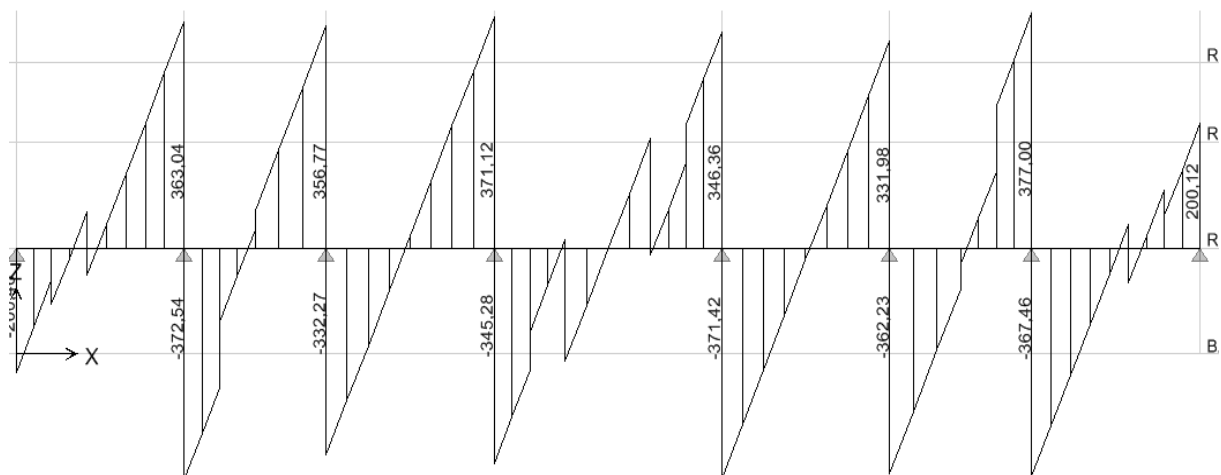


Figure VIII.3:Diagrammes des efforts tranchants a L'ELU sens (X-X).

➤ ELS :

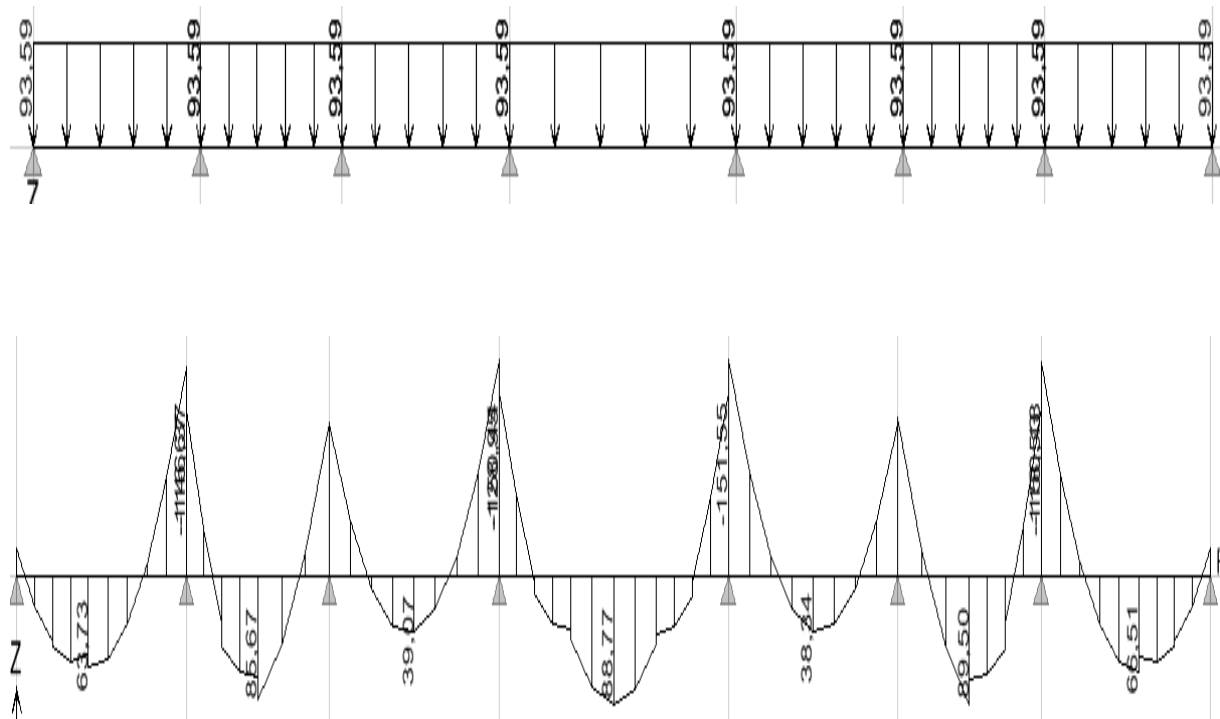


Figure VIII.4:Diagrammes des moments fléchissant a L'ELS sens (X-X).

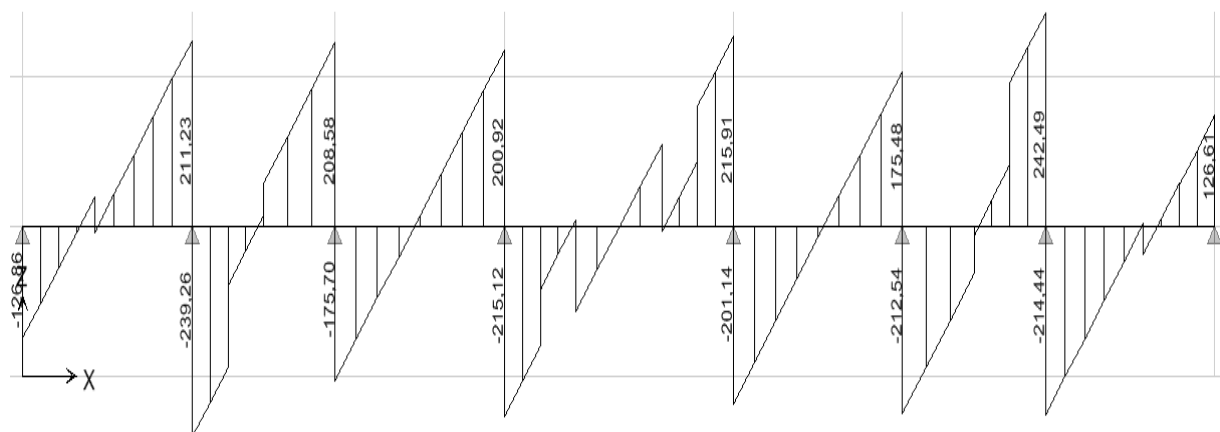


Figure VIII.5:Diagrammes des efforts tranchants a L'ELS sens (X-X).

❖ Calcul des armatures :

$$M_t^{\max} = 143,67 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = -260,71 \text{ KN.m}$$

$$b=50\text{cm}, h=100\text{cm}, d=97\text{cm}, f_{bc}=14.2\text{Mpa}; \sigma_{st}=348\text{Mpa}$$

• Au appuis:

$$M_a^{\max} = -260,71 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{260,71 \times 10^3}{50 \times 97^2 \times 14.2} = 0,039 < \mu_r = 0.392$$

$$\mu_u = 0.039 \rightarrow \beta_u = 0.980$$

$$A_u = \frac{Mu}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{260,71 \times 10^3}{0.980 \times 97 \times 348} = 7,88 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 7,88 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}16 = 8,04 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Avec : } S_t = 25\text{cm}.$$

• En travée :

$$M_t^{\max} = 143,67 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{143,67 \times 10^3}{50 \times (97)^2 \times 14.2} = 0.022 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

La section est simplement armée :

$$\mu_u = 0.022 \rightarrow \beta_u = 0.989$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{143,67 \times 10^3}{0.989 \times 97 \times 348} = 4,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut} = 4,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}14 / \text{ml} = 6,15 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{avec un éspacement de } 25\text{cm}$$

❖ Vérification à l'E.L.S :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens transversal (Y-Y) :

➤ ELU :

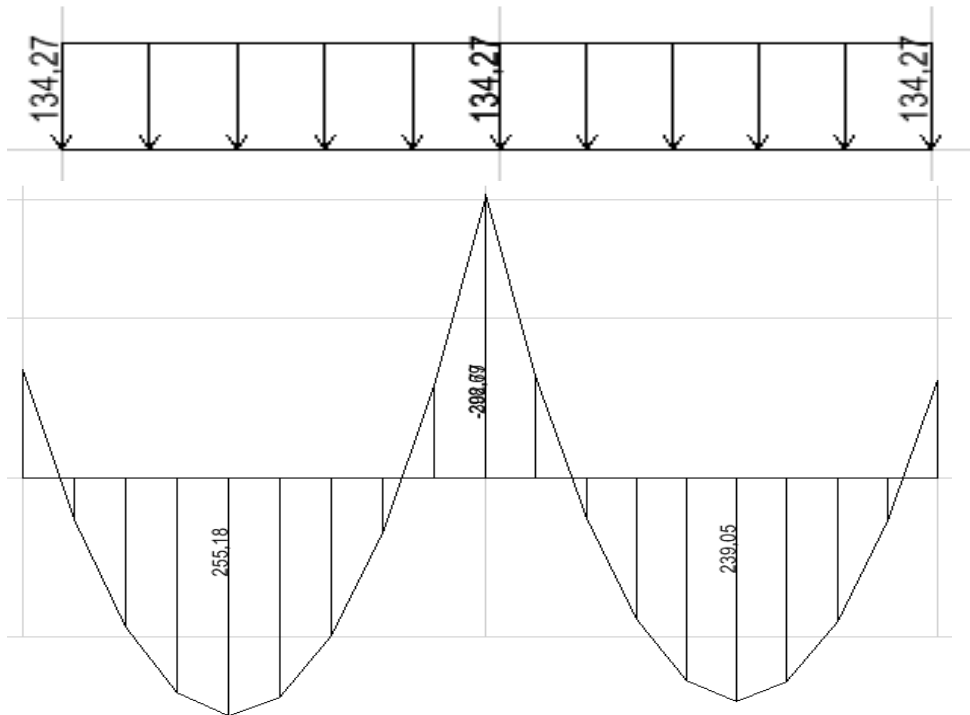


Figure VIII.6:Diagrammes des moments fléchissant a L'ELU sens (Y-Y).

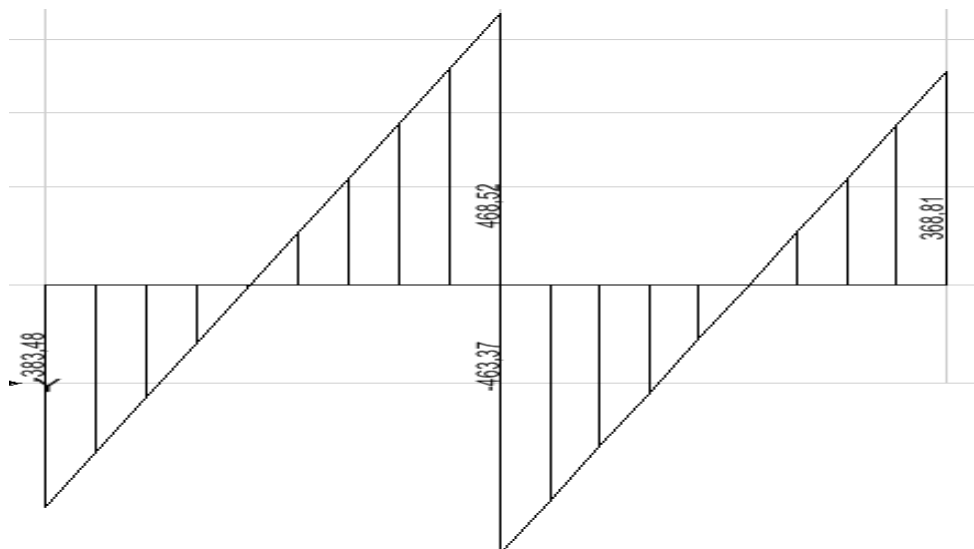


Figure VIII.7:Diagrammes des efforts tranchants a L'ELU sens (Y-Y).

➤ ELS :

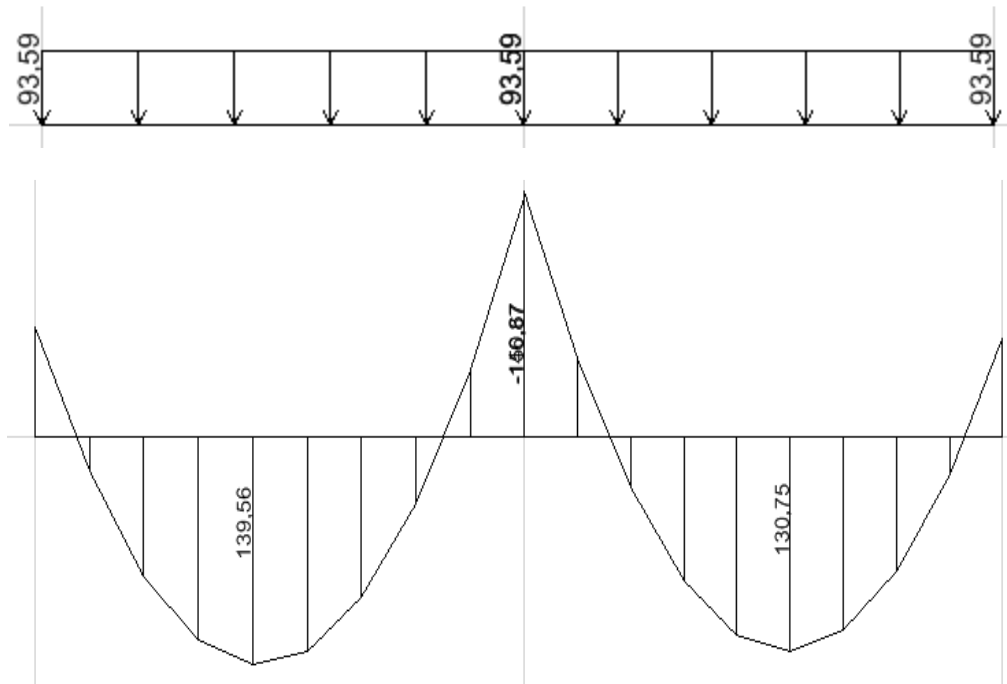


Figure VIII.8:Diagrammes des moments fléchissant a L'ELS sens (Y-Y).

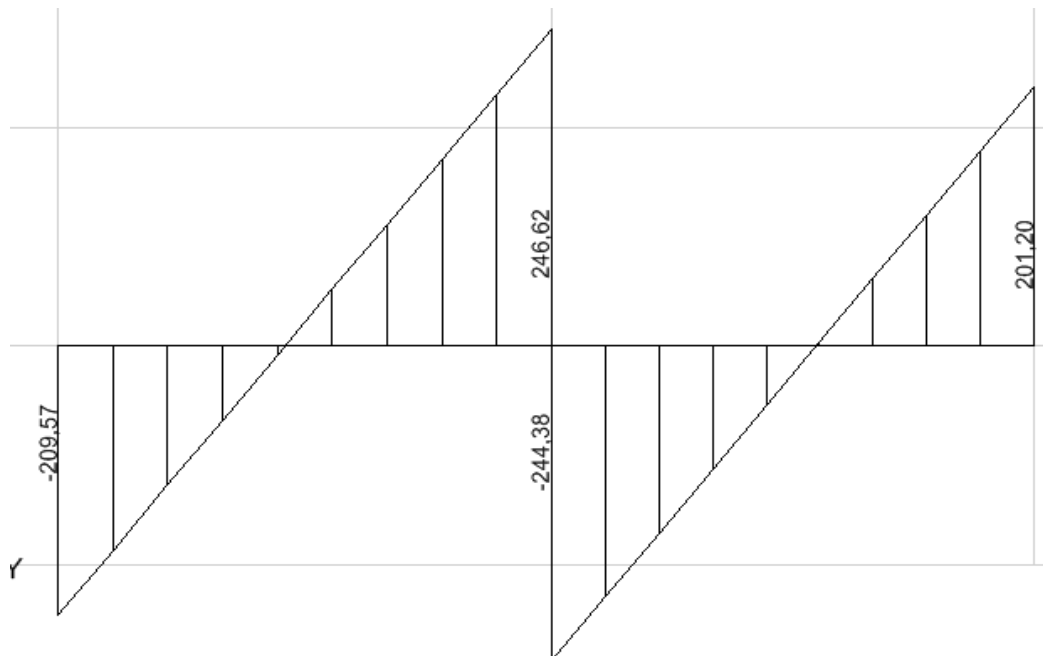


Figure VIII.9:Diagrammes des efforts tranchants a L'ELS sens (Y-Y).

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant.

	Sens longitudinale (X-X)		Sens transversale (Y-Y)	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{t \max} \text{ (KN.m)}$	143,67	89,50	255,18	139,56
$M_{a \max} \text{ (KN.m)}$	260,71	151,55	298,69	150,67
$T_{\max} \text{ (KN)}$	377	242,49	468,52	246,62

Tableau VIII.5 :Les efforts internes dans les nervures.

❖ Calcul des armatures :

- Armature longitudinale (X-X) :

$b=50\text{cm}$, $h=100\text{cm}$, $d=97\text{cm}$, $f_{bc} = 14.2\text{Mpa}$, $\sigma_{st} = 348\text{Mpa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Les résultats de ferrailage de nervure sont donnés sur le tableau suivant :

Sens	Zone	$M_u \text{ (KN.m)}$	μ_u	β	Section	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)
X-X	Travée	143,67	0,022	0,989	SSA	4,30	4HA14 = 6,15 cm ²
	Appuis	264,71	0,040	0,980	SSA	8,00	4HA14 + 2HA12 = 8,41 cm ²
Y-Y	Travée	255,18	0,038	0,981	SSA	7,70	4HA16 = 8,04 cm ²
	Appuis	298,69	0,045	0,976	SSA	9,07	4HA16 + 2HA14 = 11,12 cm ²

Tableau VIII.6 :Calcul des armatures de la nervure.

- Armature transversales (Y-Y) : BAEL 91 modifiée 99 (Art A.7.2.2.)

❖ Diamètre minimal :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_t}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm}$$

Soit : $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

❖ Espacement des armatures :

- ✓ En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \phi_1 \right\} = \min \{ 25; 19,2 \} \quad \text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm.}$$

✓ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 50 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003.S_t \times b = 2,25 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } A_t = 4\text{HA}10 = 3.12 \text{ cm}^2$$

VIII.13.1. Vérification a l'ELU :

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{c28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 50 \times 97 \times 2,1}{400} = 5,86 \text{ cm}^2$$

→ Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

- **Sens longitudinale :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 2.5\text{MPa}$$

$$\text{Avec : } T_{u\max} = 377 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{377 \times 10^3}{500 \times 970} = 0,78 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens transversale :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 2.5\text{MPa}$$

$$\text{Avec : } T_{u\max} = 468,52 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{468,52 \times 10^3}{500 \times 970} = 0,97 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.13.2. Vérification a l'ELS :

❖ Vérification les contraintes dans le béton et l'acier :

➤ Dans les aciers :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} F_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

Dans le béton :

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 ; \sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} ; \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \sigma_b = \sigma_{st}/K$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Sens		A (cm ²)	M _s (KN. m)	ρ_1	β_1	K ₁	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
X-X	Appuis	6,15	151,5 5	0,127	0,94	69,75	269,97	348	3,871	15	CV
	Travée	8,41	89,50	0,173	0,93	58,53	117,71	348	2,011	15	CV
Y-Y	Appuis	8,04	150,6 7	0,166	0,93	59,53	207,07	348	3,478	15	CV
	Travée	11,12	139,5 6	0,229	0,92	49,93	140,18	348	2,807	15	CV

Tableau VIII.5. Vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- ✓ La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil. Ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes. Grâce à la grande rigidité des voiles vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les endommagements sismiques des éléments non structuraux.
- ✓ L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.
- ✓ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.

Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à son tour garantira, avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, car il est clair que sans une mise en œuvre de qualité de la part de l'entrepreneur, la construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et/ou de qualité d'exécution dérisoire.

Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur trois points :

- respect de réglementation parasismique.
- conception architecturale parasismique.
- mise en œuvre soignée de la construction.

Enfin, notre souhait le plus cher est de voir notre travail servir pour les futures promotions.

Bibliographie

Dans le cadre de l'élaboration de notre projet fin d'étude, les documents suivants nous ont été d'une aide précieuse à fin de faire face aux difficultés et résoudre les problèmes que nous avons rencontrés au cours de notre étude.

Règlements :

- RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes.
- BAEL99 : Béton Armé aux états Limites.
- DTR B.C.2.2 : charge permanentes et charge d'exploitation.

Cours :

- Résistance des matériaux.
- Béton Armé.
- Dynamique des structures.
- Cours de bâtiment

Thèses :

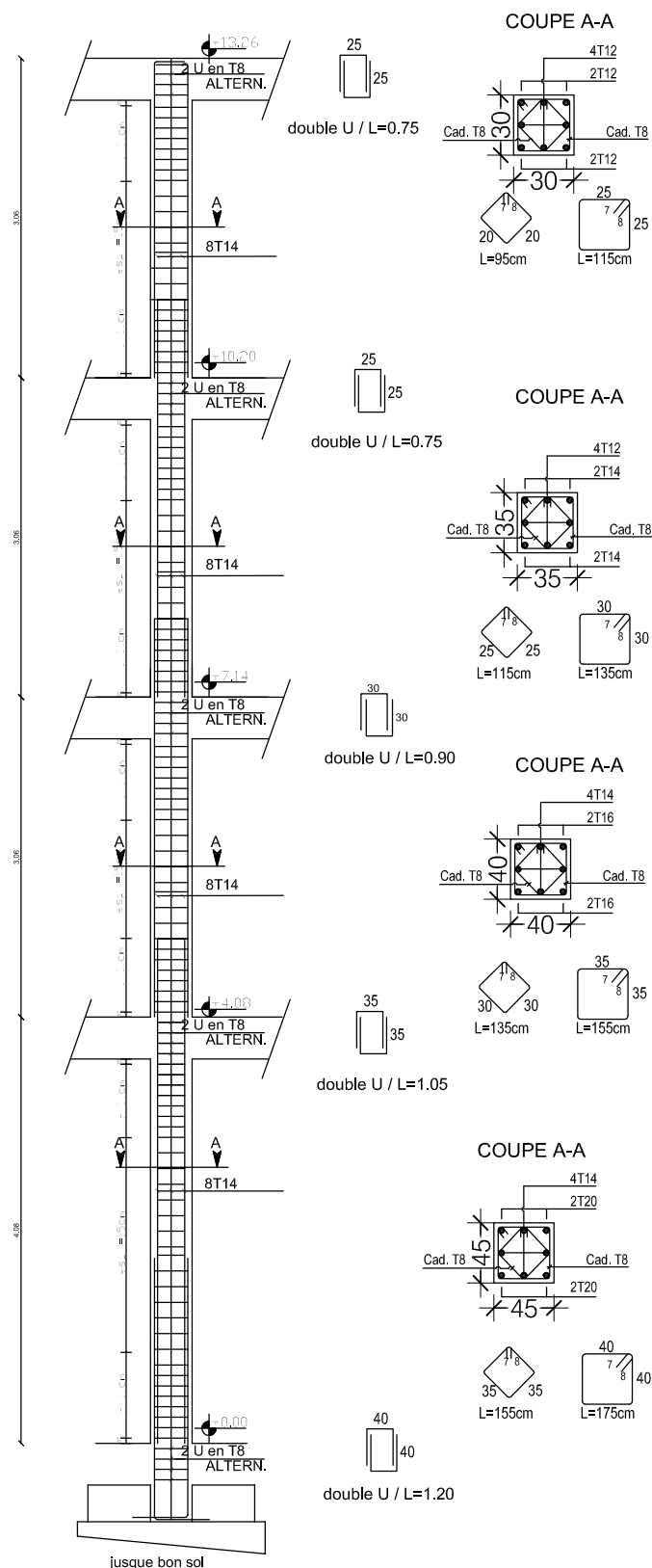
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes

Logiciels et programmes :

- ETABS V9.7.0 (Analyse des structures)
- AUTOCAD 2015 (Dessin)
- SOCOTEC (Ferrailage)
- ACIER
- Office 2007 (Traitement de texte, Calcul...etc)

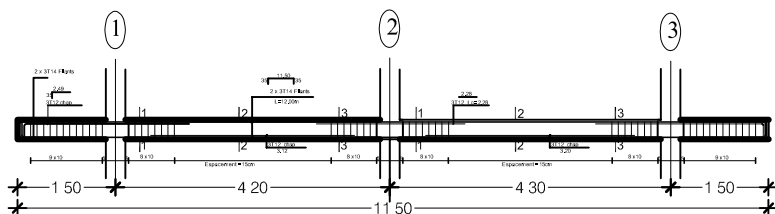
PLANS D'EXECUTION DE GENIE CIVIL

FERRAILLAGES DES POTEAUX :

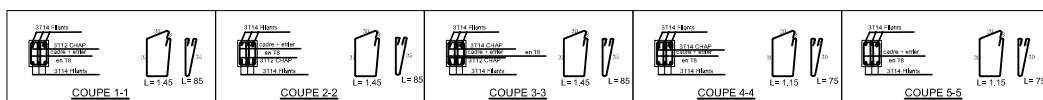
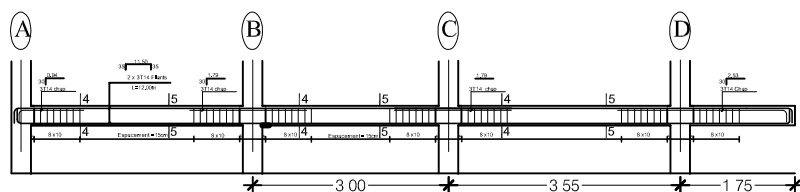


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mémoire de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+8	
A USAGE D'HABITATION	
FERRAILLAGE DES POUTRES	
Etudié par: Chibah Aghilas	Dirigé par: Mr: Merakeb
Amir Nourdine	
SITUATION : SORTIE EST DE TIZI OUZOU(AZAZGA)	promotion : 2019/ 2020

*FERR-DES POUTRES PRINCIPALE (35x40):
 AXES A, B, C, D, E:

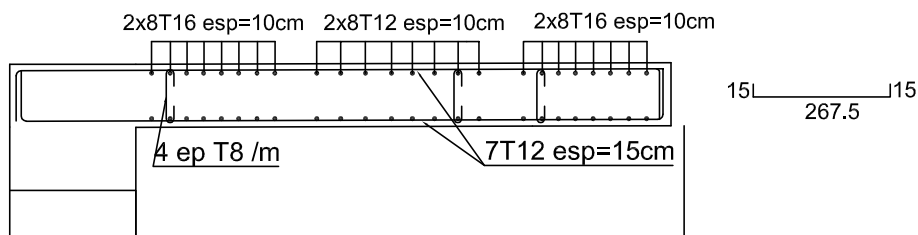


*FERR-DES POUTRES SECONDAIRES (25x35):
 AXES 1, 2, 3:

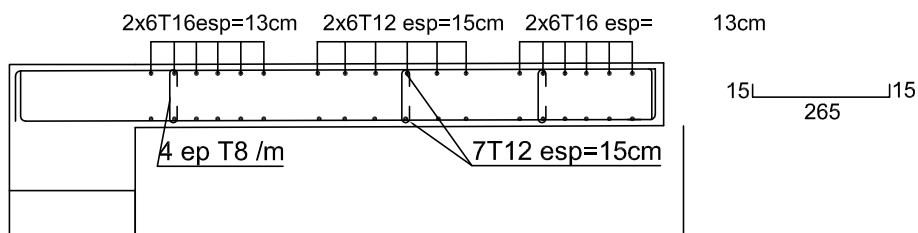


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mémoire de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+8	
A USAGE D'HABITATION	
FERRAILLAGE DES POUTRES	
Etudié par: Chibah Aghilas Amir Nourdine	Dirigé par: Mr: Merakeb
SITUATION : SORTIE EST DE TIZI OUZOU(AZAZGA)	promotion :2019/ 2020

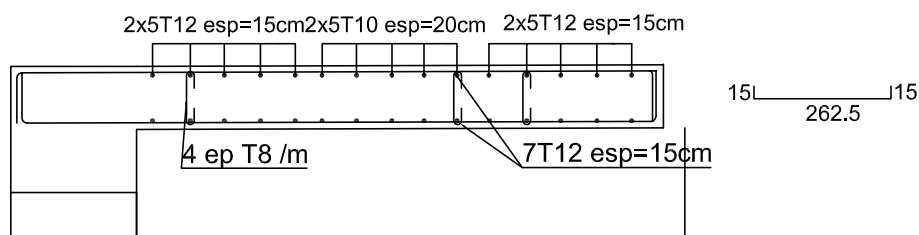
ferraillage du voile VT1=2.5m zone 1



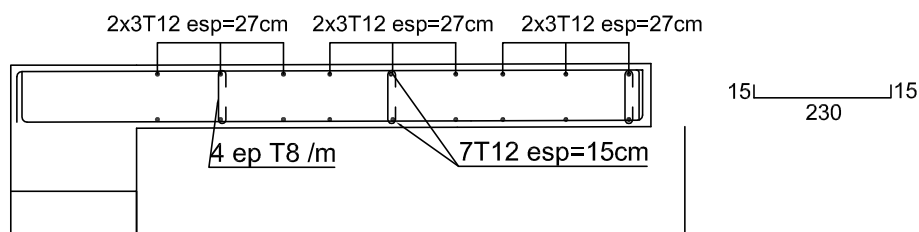
ferraillage du voile VT1=2.5m zone 2



ferraillage du voile VT1=2.5m zone 3

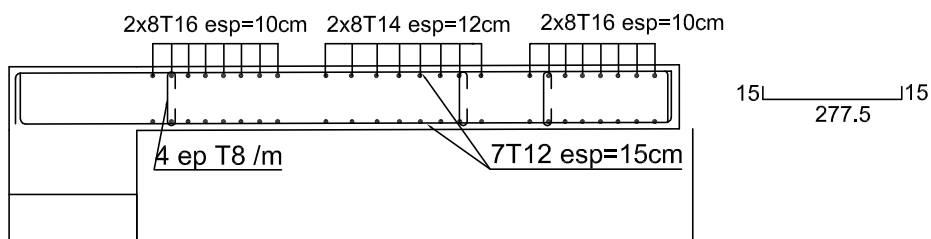


ferraillage du voile VT1=2.50m zone 4

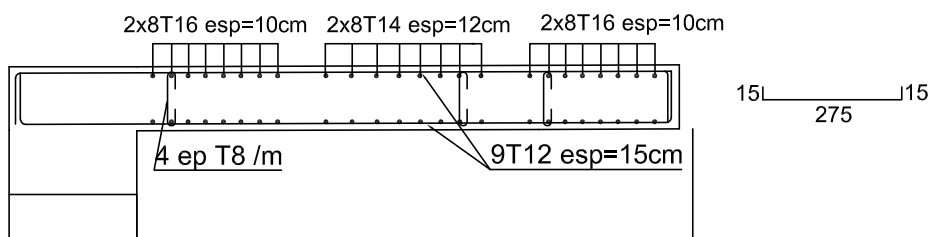


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mémoire de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+8	
A USAGE D'HABITATION	
FERRAILLAGE DE VOILE VT1	
Etudié par: Chibah Aghilas Amir Nourdine	Dirigé par: Mr: Merakeb
SITUATION : SORTIE EST DE TIZI OUZOU(AZAZGA)	promotion :2019/ 2020

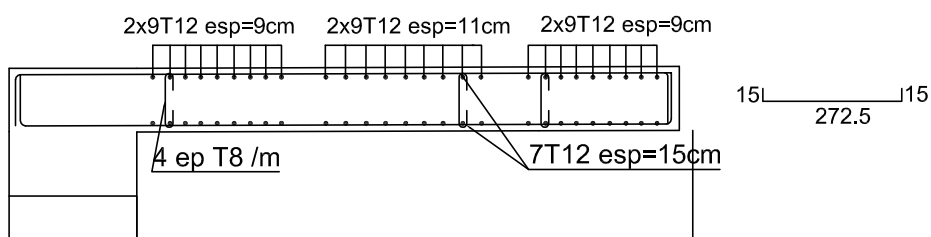
ferraillage du voile VT3=2.6m zone 1



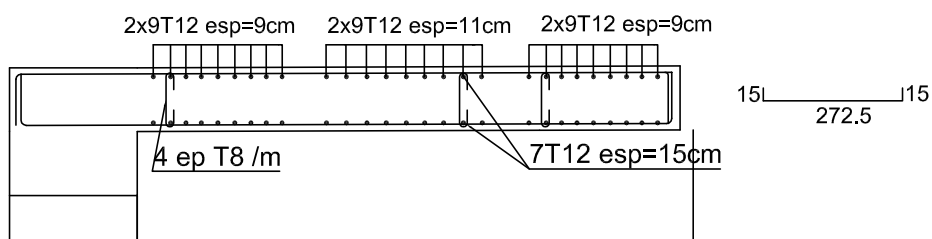
ferraillage du voile VT3=2.6m zone 2



ferraillage du voile VT3=2.6m zone 3

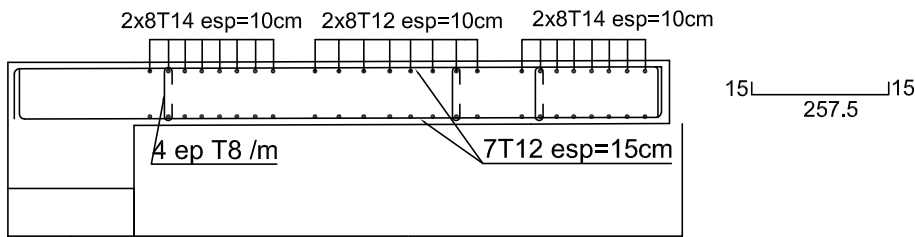


ferraillage du voile VT3=2.60m zone 4

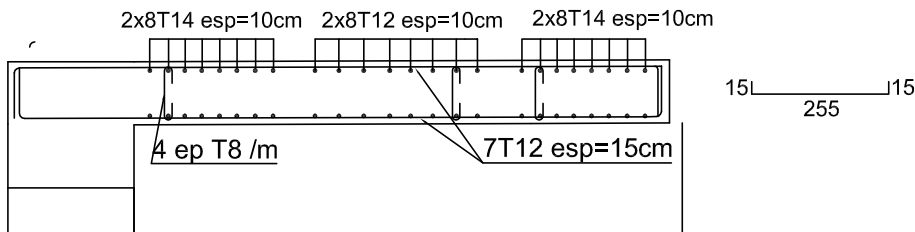


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mémoire de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+8	
A USAGE D'HABITATION	
FERRAILLAGE DE VOILE VT3	
Etudié par: Chibah Aghilas Amir Nourdine	Dirigé par: Mr: Merakeb
SITUATION : SORTIE EST DE TIZI OUZOU(AZAZGA)	promotion :2019/ 2020

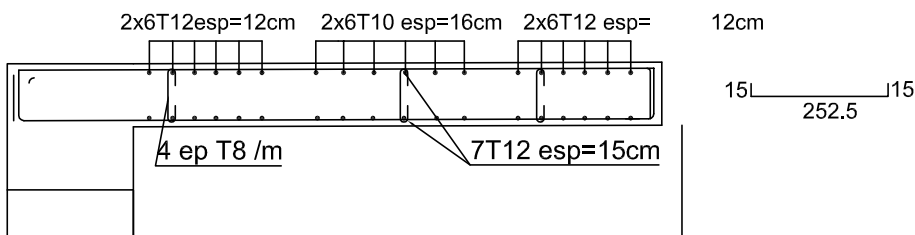
ferraillage du voile VT4=2.4m zone 1



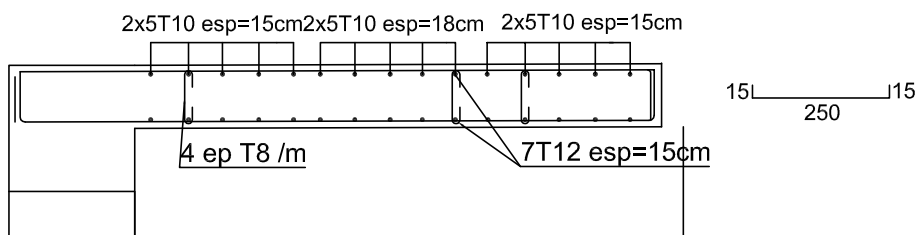
ferraillage du voile VT4=2.4m zone 2



ferraillage du voile VT4=2.4m zone 3

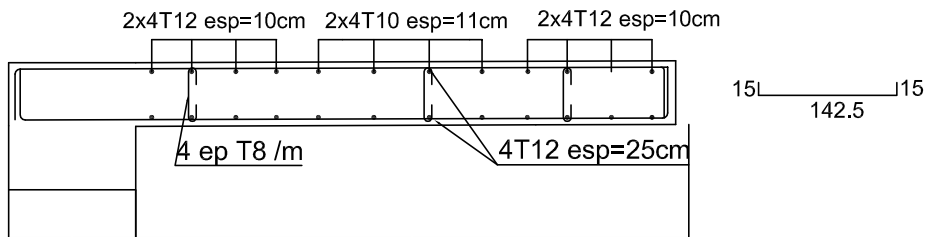


ferraillage du voile VT4=2.40m zone 4

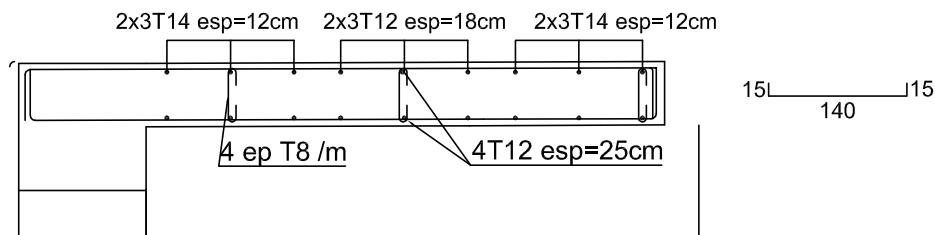


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mémoire de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+8	
A USAGE D'HABITATION	
FERRAILLAGE DE VOILE VT4	
Etudié par: Chibah Aghilas Amir Nourdine	Dirigé par: Mr: Merakeb
SITUATION : SORTIE EST DE TIZI OUZOU(AZAZGA)	promotion :2019/ 2020

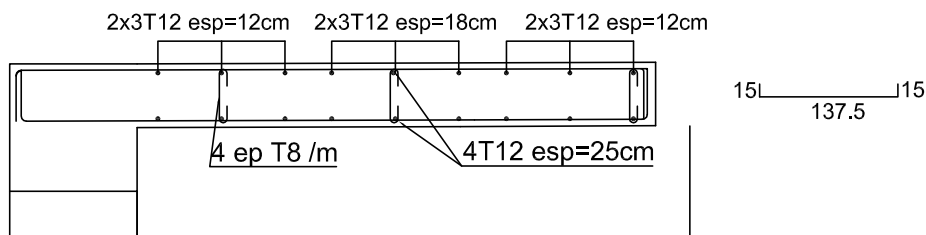
ferraillage du voile VT2=1.25m zone 1



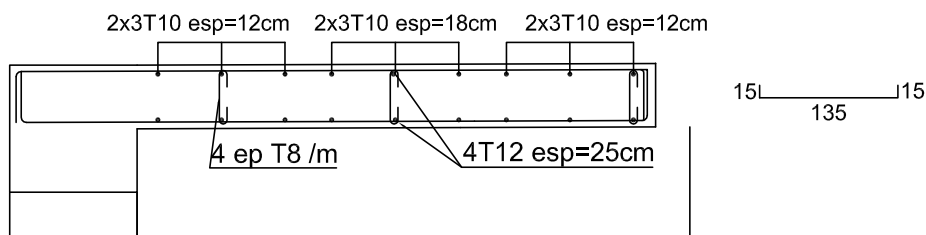
ferraillage du voile VT2=1.25m zone 2



ferraillage du voile VT2=1.25m zone 3

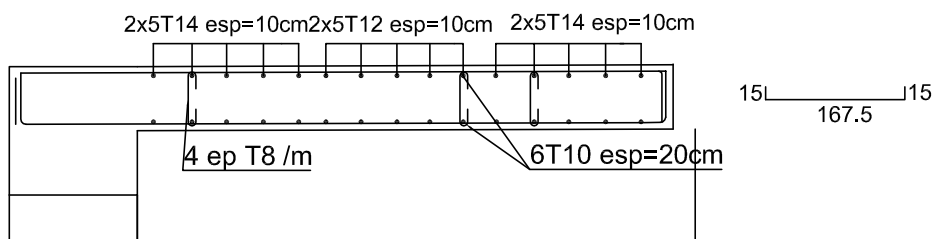


ferraillage du voile VT2=1.25m zone 4

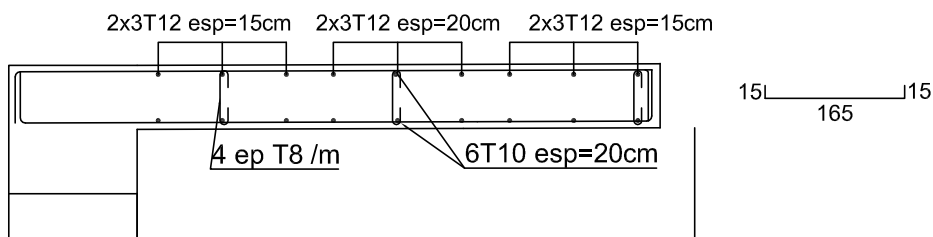


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU		
Département Génie de la Construction		
Filière Génie Civil		
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE		
<i>Mémoire de fin d'étude</i>		
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+8		
A USAGE D'HABITATION		
FERRAILLAGE DE VOILE VT2		
Etudié par: Chibah Aghilas Amir Nourdine		Dirigé par: Mr: Merakeb
SITUATION : SORTIE EST DE TIZI OUZOU(AZAZGA)		promotion :2019/ 2020

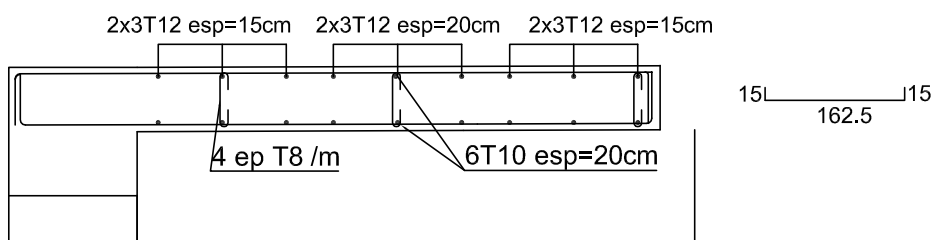
ferraillage du voile VL1=1.50m zone 1



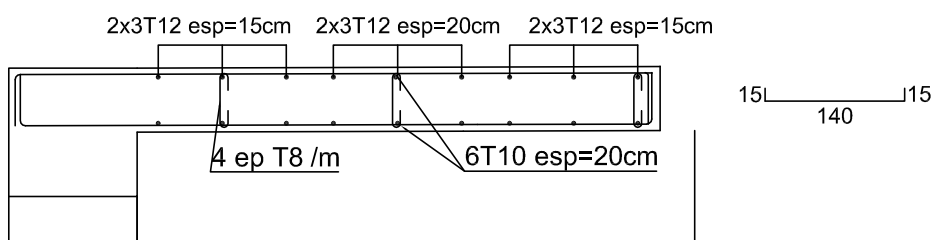
ferraillage du voile VL1=1.50m zone 2



ferraillage du voile VL1=1.50m zone 3



ferraillage du voile VL1=1.50m zone 4



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU
Département Génie de la Construction

Filière Génie Civil
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d'étude
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+8
A USAGE D'HABITATION

FERRAILLAGE DE VOILE VL1

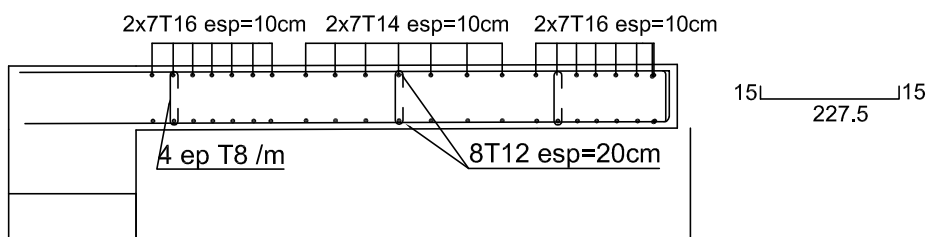
Etudié par: Chibah Aghilas
Amir Nourdine

Dirigé par: Mr: Merakeb

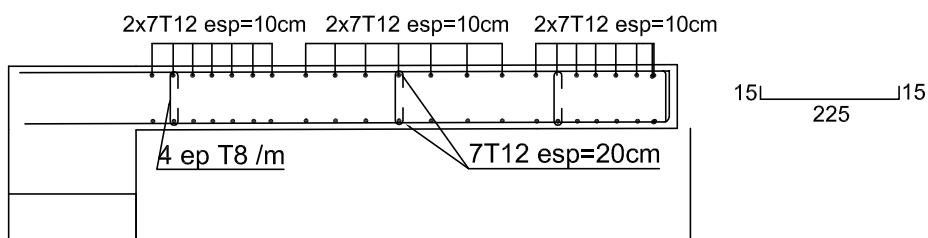
SITUATION : SORTIE EST DE TIZI
OUZOU(AZAZGA)

promotion :2019/ 2020

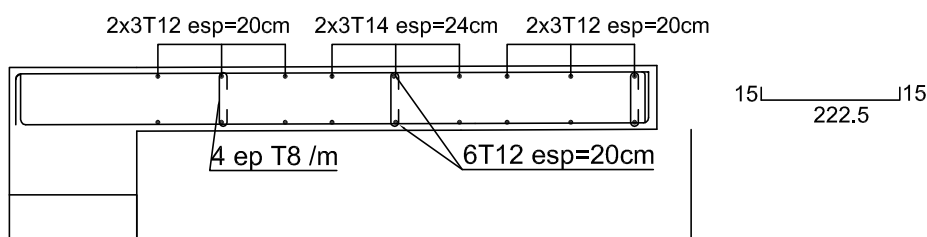
ferraillage du voile VL2=2.10m zone 1



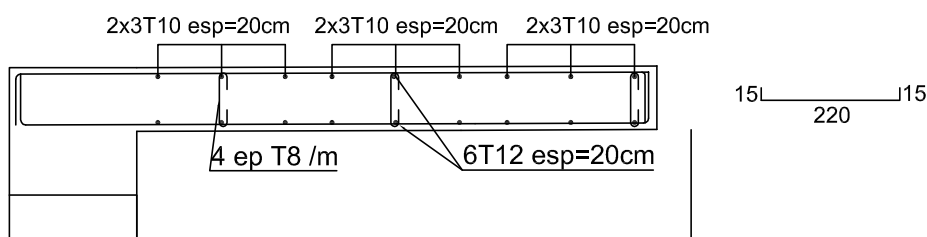
ferraillage du voile VL2=2.10m zone 2



ferraillage du voile VL2=2.10m zone 3

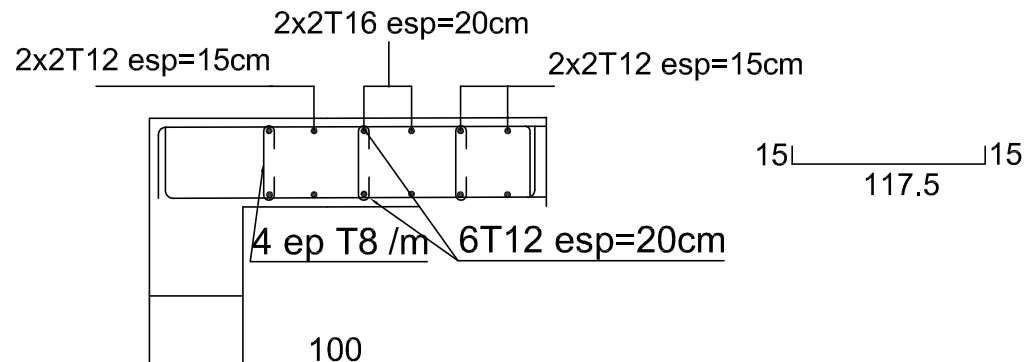


ferraillage du voile VL2=2.10m zone 4



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mémoire de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+8	
A USAGE D'HABITATION	
FERRAILLAGE DE VOILE VL2	
Etudié par: Chibah Aghilas Amir Nourdine	Dirigé par: Mr: Merakeb
SITUATION : SORTIE EST DE TIZI OUZOU(AZAZGA)	promotion : 2019/ 2020

ferraillage du voile VL01=1.00m



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU
 Département Génie de la Construction
 Filière Génie Civil
 OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d'étude
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+8
 A USAGE D'HABITATION

FERRAILLAGE DE VOILE VT4

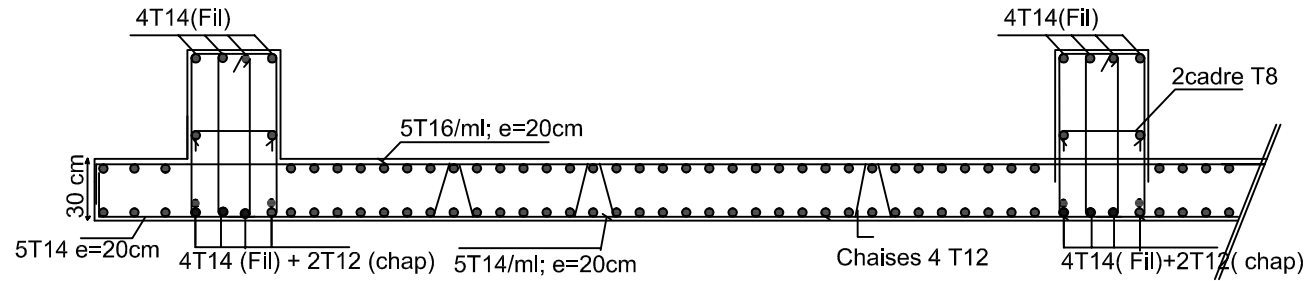
Etudié par: Chibah Aghilas
 Amir Nourdine

Dirigé par:Mr: Merakeb

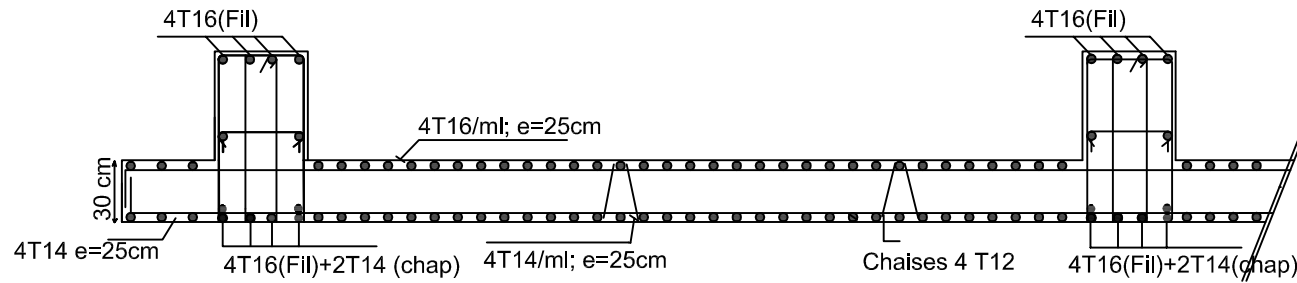
SITUATION : SORTIE EST DE
 TIZI OUZOU(AZAZGA)

promotion :2019/ 2020

Ferraillage du radier général dans sens Longitudinal coupe 1-1

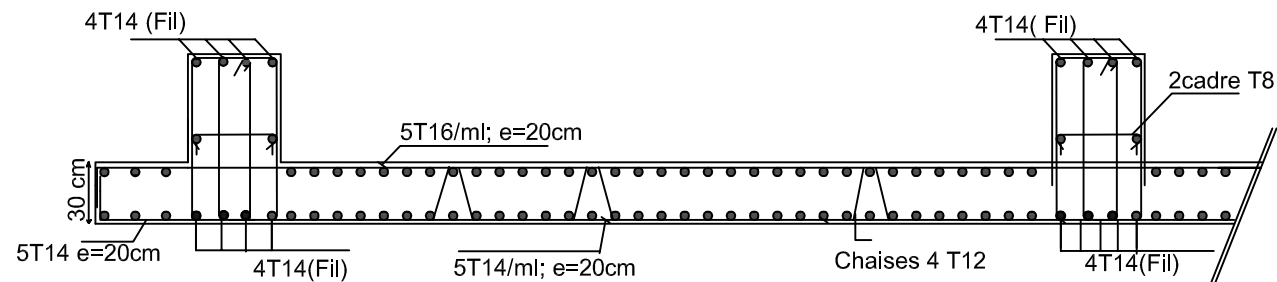


Ferraillage du radier général dans sens Transversal coupe 1-1

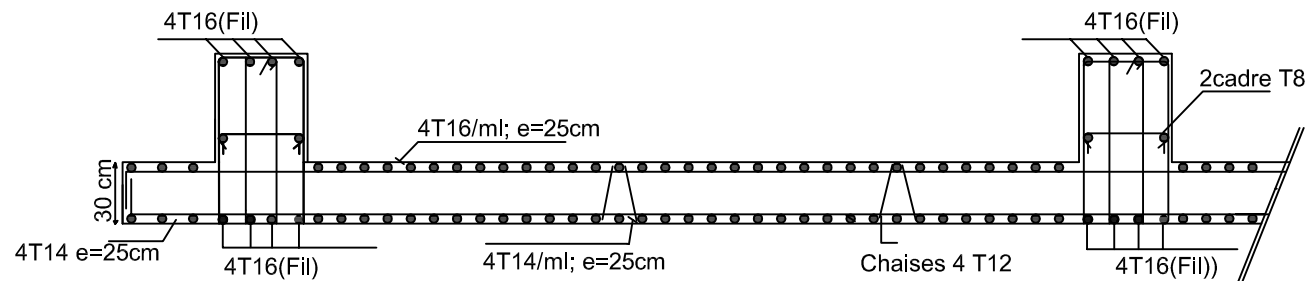


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mémoire de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+8 A USAGE D'HABITATION	
FERRAILLAGE DE LA DALLE DE RADIER	
Etudié par: Chibah Aghilas Amir Nourdine	Dirigé par: Mr: Merakeb
SITUATION: SORTIE EST DE TIZI OUZOU	promotion :2019/ 2020

Ferraillage du radier général dans sens Longitudinal coupe 2-2



Ferraillage du radier général dans sens Transversal coupe 2-2

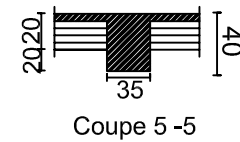
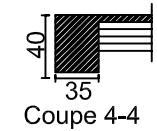
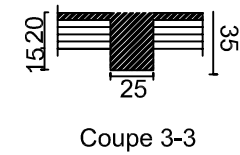
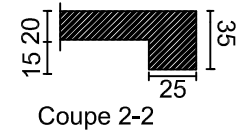
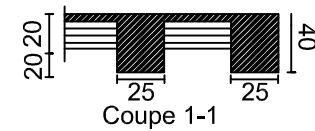
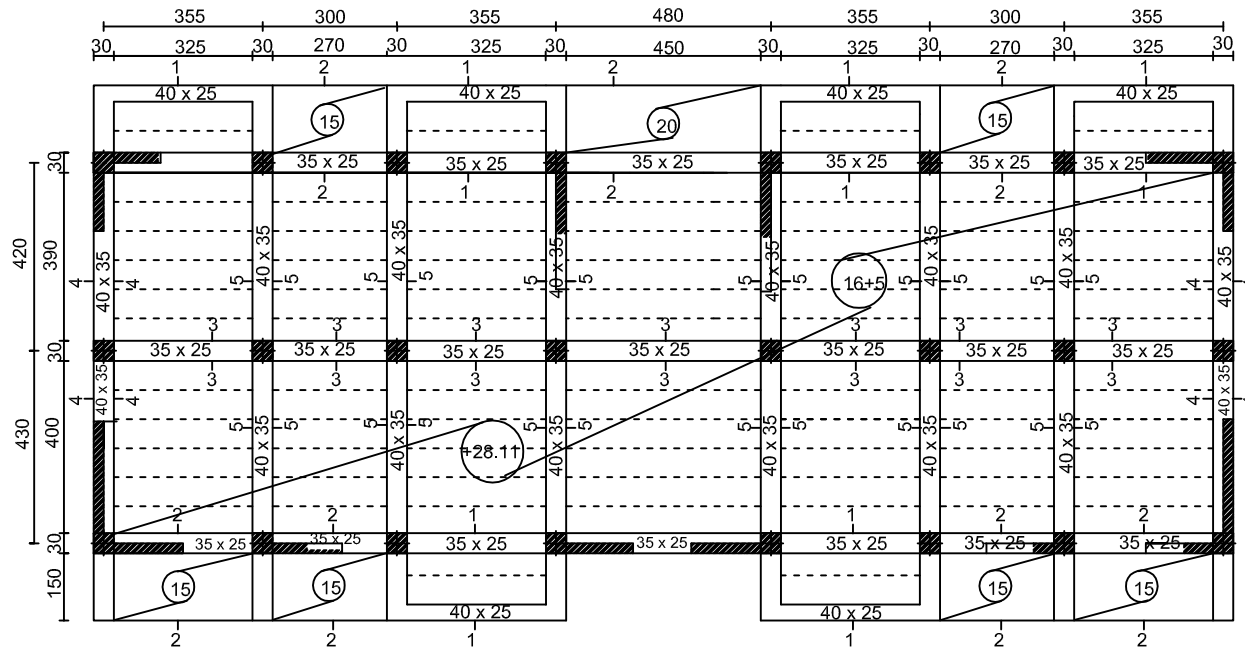


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU Département Génie de la Construction Filière Génie Civil OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mémoire de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+8 A USAGE D'HABITATION	
FERRAILLAGE DE LA DALLE DE RADIER	
Etudié par: Chibah Aghilas Amir Nourdine	Dirigé par: Mr: Merakeb
SITUATION: SORTIE EST DE TIZI OUZOU	promotion :2019/ 2020

The diagrams illustrate the reinforcement details for two types of concrete beams, labeled 'Coupe 1-1' and 'Coupe 2-2'. Each diagram shows a cross-section of a beam with a height of 100 units. The top reinforcement consists of 4T14 bars in the first two sections and 4T16 bars in the last two. The bottom reinforcement consists of 4T14 bars in the first two sections and 4T16 bars + 2T12 chaps in the last two. The sections are labeled '2 cadres en T8' on the left and 'Armatures de peau 2T16' on the right. The middle section is labeled 'Eclotte en T8'. The bottom reinforcement is labeled 'Eclotte en T8'.

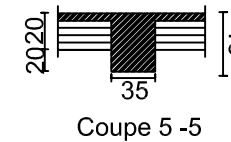
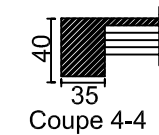
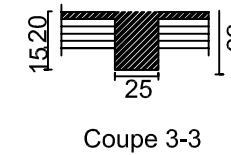
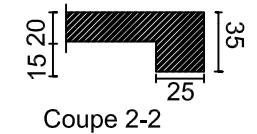
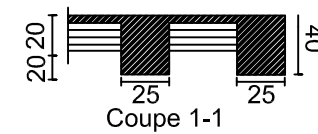
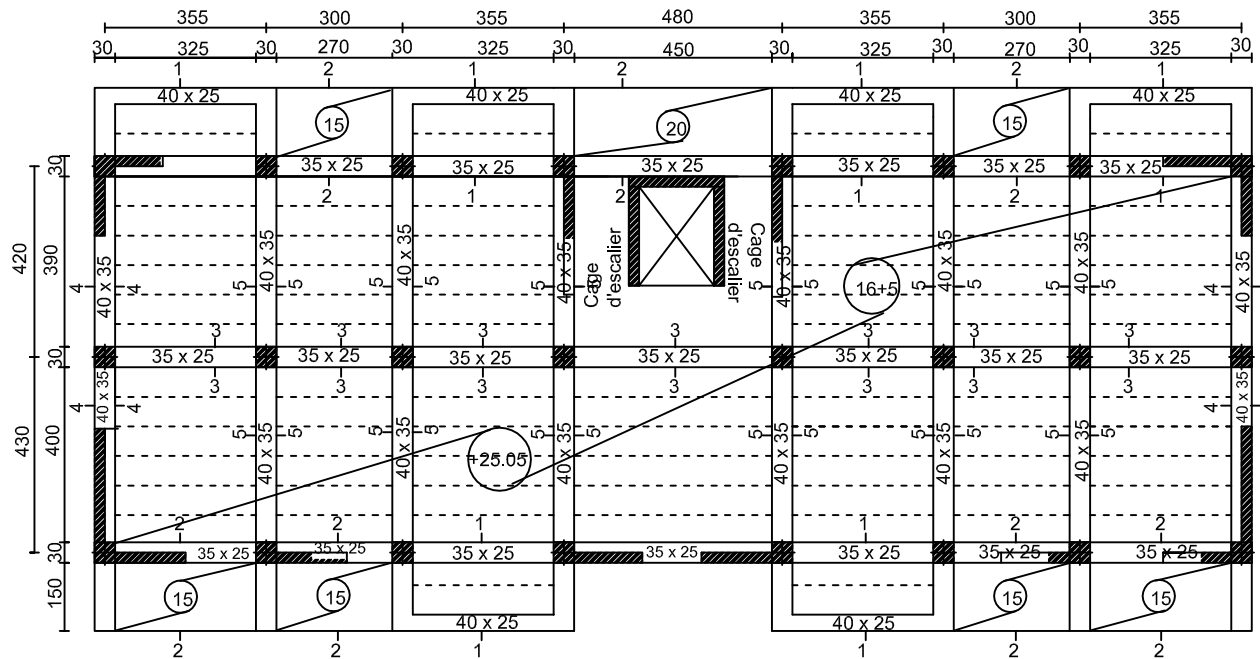
promotion :2019/ 2020

COFFRAGE PLANCHER TERRASSE + 28.11



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mémoire de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+8 a usage d'habitation	
COFFRAGE PLANCHER TERRASSE	
Etudié par: Chibah Aghilas Amir Nourdine	Dirigé par: Mr: Merakeb
SITUATION : SORTIE EST DE TIZI OUZOU	promotion :2019/ 2020

COFFRAGE PLANCHER ETAGE (7) + 25.05



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU

Département Génie de la Construction

Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d'étude

PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+8 a usage d'habitation

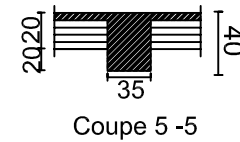
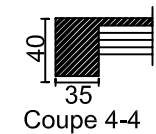
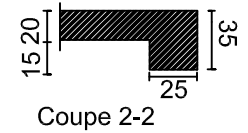
COFFRAGE PLANCHER ETAGE 7

Etudié par: Chibah Aghilas
Amir Nourdine

Dirigé par: Mr: Merakeb

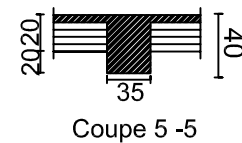
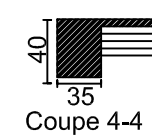
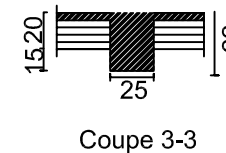
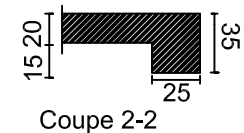
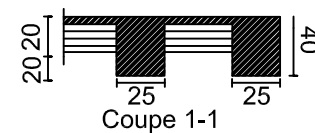
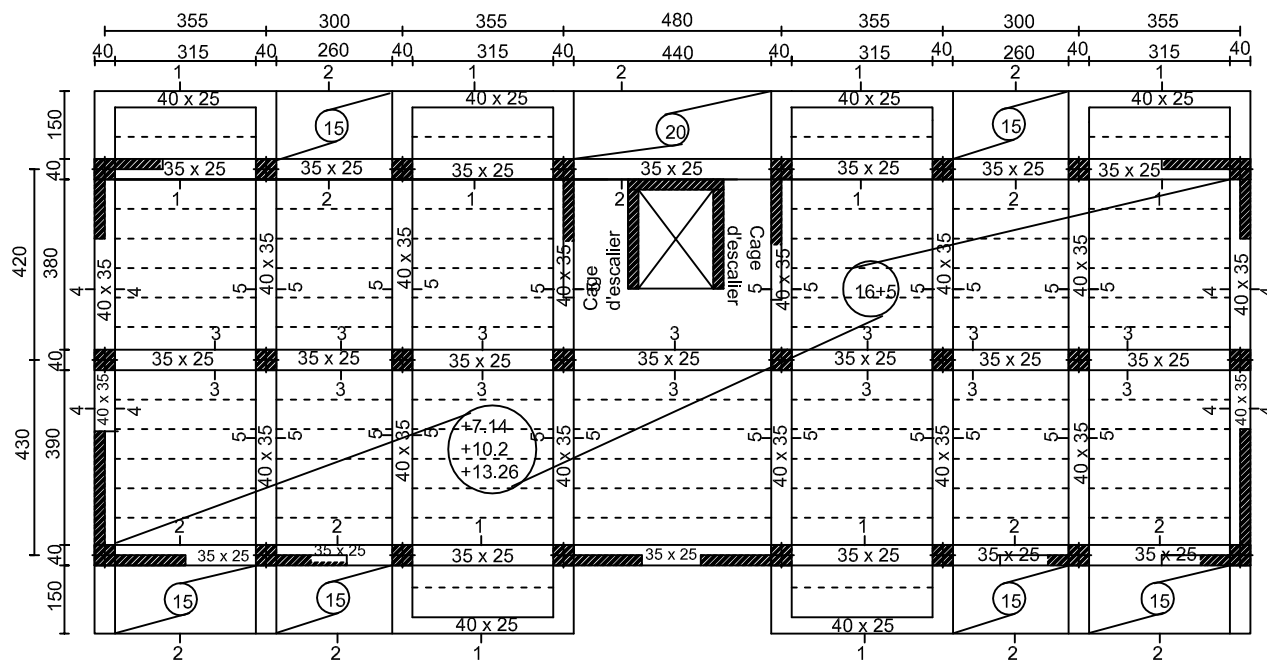
SITUATION:
SORTIE EST DE TIZI OUZOU

promotion :2019/ 2020

[illegible]

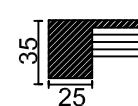
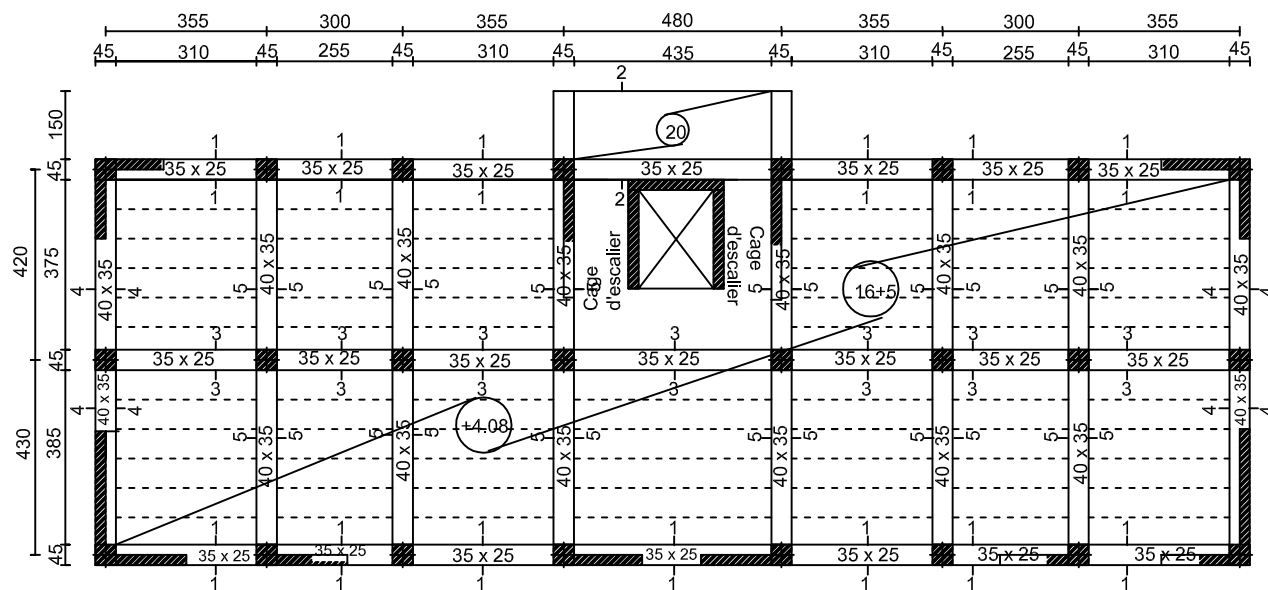
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mémoire de fin d'étude</i>	
<u>PROJET:</u> CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+8 a usage d'habitation	
COFFRAGE PLANCHER ETAGE 4;5;6	
Etudié par: Chibah Aghilas Amir Nourdine	Dirigé par: Mr: Merakeb
<u>SITUATION :</u> SORTIE EST DE TIZI OUZOU	promotion :2019/ 2020

COFFRAGE PLANCHER ETAGE (1,2,3) + 7.14 ;10.20 ; 13.26

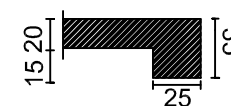


RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU	
Département Génie de la Construction	
Filière Génie Civil	
OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE	
<i>Mémoire de fin d'étude</i>	
PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+8 a usage d'habitation	
COFFRAGE PLANCHER ETAGE 1;2;3	
Etudié par: Chibah Aghilas Amir Nourdine	Dirigé par: Mr: Merakeb
SITUATION: SORTIE EST DE TIZI OUZOU	promotion :2019/ 2020

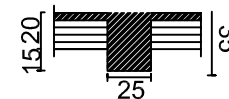
COFFRAGE PLANCHER RDC NIV + 4,08



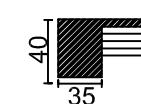
Coupe 1-1



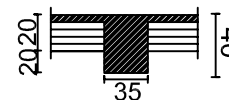
Coupe 2-2



Coupe 3-3



Coupe 4-4



Coupe 5-5

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU

Département Génie de la Construction

Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE

Mémoire de fin d'étude

PROJET: CONSTRUCTION D'UN IMMEUBLE EN R+8 a usage d'habitation

COFFRAGE PLANCHER RDC

Etudié par: Chibah Aghilas
Amir Nourdine

Dirigé par: Mr: Merakeb

SITUATION :
SORTIE EST DE TIZI OUZOU

promotion :2019/ 2020