

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



*Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou*

*Faculté de Génie de la Construction*

*Département de Génie Civil*



# Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Constructions Civiles et Industrielles

## Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+6+2 sous-sols + cave +  
charpente en bois) à usage d'habitation et  
commercial contreventé par des voiles**

**Réalisé par :**

DJARANE Sara

FEKHAR Nadjat

**Encadré par :**

Mme H. SI AHMED

Promotion : 2021/2022

# REMERCIEMENTS

Nous adressons nos remerciements avant tout, au bon Dieu le tout-puissant, de nous avoir prêté force, courage, santé et volonté pour mener ce travail à terme.

Au terme de ce travail nous exprimons nos vifs remerciements à notre promotrice Mme Si Ahmed pour l'encadrement et le suivi de ce projet. Ainsi les membres de jury qui nous feront honneur de juger notre thèse.

Nous adressons nos profonds remerciements pour Mr CHebrine Farid et Mr Sebihi Mouloud pour leur aide et orientation.

Ainsi, un grand merci est adressé à l'ensemble des fonctionnaires du Tirage ; bureau **ASSALU TIRAGE**.

A tous ceux qui ont contribué à ce modeste projet.

SARAH et NADJET

# DEDICACES

Je dédie ce modeste travail :

À l'être qui m'est le plus cher, mon grand-père, qu'il trouve ici l'expression de mon éternelle reconnaissance pour tous son amour, affection et moyens qu'il m'a offerts. À ma grand-mère aussi pour ses prières et bénédictions, que Dieu les garde.

À ma chère mère, aucune dédicace ne saurait exprimer ma reconnaissance pour le réconfort qu'elle m'a apporté quand le besoin s'est fait sentir et à laquelle tout le mérite revient. Puisse ce travail être la récompense de tes soutiens moraux et sacrifices. Que je puisse te rendre beaucoup plus fier.

À mon père, qu'il trouve en moi la source de sa fierté.

À ma petite sœur et mon petit frère. Je vous dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de réussite.

À mes très chères tantes, à mes chers oncles et à Da Lmouloud et sa famille, merci pour votre présence, pour l'aide estimable et le soutien. Merci d'être toujours là pour moi.

À ma chère copine Nadjet, celle avec qui j'ai partagé les plus difficiles moments de préparation du présent mémoire, merci pour les bons moments qu'on a partagés ensemble, pour ton encouragement et ta patience.

Sarah

# DEDICACES

Je dédie ce modeste travail

A mes chers parents pour leur soutien, leur patience et leur encouragement pour tout ce qui ils ont fait pour que je puisse arriver à ce stade, Que dieu leur donne une longue et joyeuse vie.

A mes frères et sœurs (Ahcene, Mouh, krimou, Nassima, Kaissa) je leurs souhaite une vie pleine du bonheur et de succès.

A ma tante (Zohra) qui me manque beaucoup, que dieu vous préserve sante et longue vie.

A Mon soutien moral et source de joie et de bonheur, mon mari pour l'encouragement et l'aide qu'il m'a toujours accordé.

A mon cher neveu (Moumouh) je t'adore mon bébé d'amour.

A ma chère copine Sarah et sa famille au nom de l'amitié qui nous réunit, et au nom de nos souvenirs inoubliables.

Nadjet

# SOMMAIRE

## Introduction générale

### Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

|  |   |
|--|---|
| I.1. INTRODUCTION .....                              | 1 |
| I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE .....                 | 1 |
| I.3. REGLES ET NORMES UTILISES .....                 | 1 |
| I.4. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUE DE L'OUVRAGE ..... | 1 |
| I.5. CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX .....  | 2 |
| I.6. ACTIONS ET SOLLICITATIONS DE CALCUL .....       | 6 |

### Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

|   |    |
|---|----|
| II.1. INTRODUCTION .....                      | 9  |
| II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS .....  | 9  |
| II.3. DECENTE ET EVALUATION DES CHARGES ..... | 15 |
| II.4. DESCENTE DE CHARGES .....               | 18 |
| II.5. LA LOI DE DEGRESSION DES CHARGES .....  | 20 |
| II.6. VERIFICATION DES POTEAUX .....          | 22 |

### Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

|                                    |     |
|------------------------------------|-----|
| III.1. INTRODUCTION .....          | 27  |
| III.2. LES PLANCHERS .....         | 27  |
| III.3. LES ESCALIERS .....         | 52  |
| III.4. LA POUTRE PALIERE .....     | 92  |
| III.5. CALCUL DE L'ASCENSEUR ..... | 102 |
| III.6. L'ACROTERE .....            | 114 |
| III.7. ETUDE DE LA CHARPENTE ..... | 120 |

## **Chapitre IV : Modélisation de la structure (ETABS)**

|   |     |
|---|-----|
| IV.1. INTRODUCTION .....                  | 132 |
| IV.2. DESCRIPTION DU LOGICIEL ETABS ..... | 132 |
| IV.3. DESCRIPTION DU LOGICIEL ETABS ..... | 132 |
| IV.4. ETAPES DE MODELISATION .....        | 133 |

## **Chapitre V : Vérification des conditions du RPA**

|  |     |
|--|-----|
| V.INTRODUCTION .....                         | 149 |
| V.1. VERIFICATION DES EXIGENCES DU RPA ..... | 149 |

## **Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux**

|                                   |     |
|-----------------------------------|-----|
| VI.1. INTRODUCTION .....          | 159 |
| VI.2. LES POTEAUX .....           | 159 |
| VI.3. POUTRES .....               | 169 |
| VI.4. FERRAILAGE DES VOILES ..... | 178 |

## **Chapitre VII : Etude de l'infrastructure**

|                                   |     |
|-----------------------------------|-----|
| VII.1. INTRODUCTION .....         | 188 |
| VII.2. DIMENSIONNEMENT .....      | 189 |
| VII.3. ETUDE DU RADIER .....      | 193 |
| VII.4. FERRAILAGE DU DEBORD ..... | 206 |
| VII.5. ETUDE DES NERVURES .....   | 208 |

## **Chapitre VIII : Mur de soutènement**

|   |     |
|---|-----|
| VIII.1. INTRODUCTION .....  | 217 |
| VIII.2. PRE DIMENSIONNEMENT .....                                 | 217 |
| VIII.3. METHODE DE CALCUL .....                                   | 217 |
| VIII.4. LES CARACTERISTIQUES MECANIQUES ET PHYSIQUES DU SOL ..... | 217 |

|   |            |
|---|------------|
| <b>VIII.5. LES CONTRAINTES S'EXERÇANT SUR LA FACE</b> ..... | <b>217</b> |
| <b>VIII.6. FERRAILLAGE DE MUR</b> .....                     | <b>220</b> |
| <b>VIII.7. Vérification à l'ELU</b> .....                   | <b>220</b> |
| <b>VIII.8. Vérification à l'ELS</b> .....                   | <b>221</b> |

## Liste des tableaux

### Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

|  |    |
|--|----|
| Tableau. II.1 : Vérification des conditions exigées par RPA.....                       | 12 |
| Tableau. II.2 : Evaluation des charges plancher corps creux.....                       | 16 |
| Tableau. II.3 : Evaluation des charges plancher dalle pleine .....                     | 16 |
| Tableau. II.4 : Charges revenant aux murs extérieurs.....                              | 17 |
| Tableau. II.5 : Charges revenant aux murs intérieurs.....                              | 17 |
| Tableau. II.6 : Charges permanentes de la toiture .....                                | 18 |
| Tableau. II.7 : Tableau récapitulatif de la descente de charge sur poteau.....         | 22 |
| Tableau. II.8 : Vérifications des sections des poteaux aux recommandations du RPA..... | 25 |

### Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

|   |    |
|---|----|
| Tableau. III.1 : Moments aux appuis à l'ELU .....                 | 34 |
| Tableau. III.2 : Moments corrigés aux appuis à l'ELU .....        | 36 |
| Tableau. III.3 : Moments corrigés en travée à l'ELU.....          | 36 |
| Tableau. III.4 : efforts tranchants à l'ELU.....                  | 36 |
| Tableau. III.5 : Moments aux appuis à l'ELS .....                 | 44 |
| Tableau. III.6 : Moments en travées à l'ELS.....                  | 44 |
| Tableau. III.7 : efforts tranchants à l'ELS .....                 | 44 |
| Tableau. III.8 : efforts tranchants de l'escalier à l'ELU .....   | 57 |
| Tableau. III.9 : moments fléchissant de l'escalier à l'ELU .....  | 57 |
| Tableau. III.10 : efforts tranchants de l'escalier à l'ELS.....   | 63 |
| Tableau. III.11 : moments fléchissant de l'escalier à l'ELS ..... | 63 |
| Tableau. III.12 : efforts tranchants de l'escalier à l'ELU .....  | 80 |
| Tableau. III.13 : moments fléchissant de l'escalier à l'ELU ..... | 81 |
| Tableau. III.14 : efforts tranchants de l'escalier à l'ELS .....  | 87 |

|   |    |
|---|----|
| Tableau. III.15 : moments fléchissant de l'escalier à l'ELS ..... | 87 |
|---|----|

## **Chapitre V : Vérification des conditions du RPA**

|  |     |
|--|-----|
| Tableau V.1: Période analytique donnée par ETABS .....                   | 150 |
| Tableau V.2 : Centre de torsion et centre de masse de la structure ..... | 151 |
| Tableau VI.3 : Vérification des déplacements inter-étages X-X .....      | 155 |
| Tableau VI.4 : Vérification des déplacements inter-étages Y-Y.....       | 155 |
| Tableau V.5: Vérification des effets P- $\Delta$ X-X .....               | 156 |
| Tableau V.6: Vérification des effets P- $\Delta$ X-Y.....                | 156 |

## **Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux**

|   |     |
|---|-----|
| Tableau. VI.1 : Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés .....  | 159 |
| Tableau. VI.2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA ..... | 160 |
| Tableau. VI.3 : Résultats de ferrailage des poteaux .....                     | 163 |
| Tableau. VI.4 : Résultats des vérifications à l'ELS .....                     | 165 |
| Tableau. VI.5 : Vérifications des contraintes à l'ELS .....                   | 166 |
| Tableau. VI.6 : Récapitulatif des sections d'aciers recommandées par RPA..... | 169 |
| Tableau. VI.7 : Ferrailage des poutres principales à l'ELU .....              | 171 |
| Tableau. VI.8 : Ferrailage des poutres secondaires à l'ELU .....              | 171 |
| Tableau. VI.9 : vérification des poutres principales à l'ELS .....            | 176 |
| Tableau. VI.10 : vérification des poutres secondaires à l'ELS .....           | 176 |
| Tableau.VI11 : ferrailage des voiles sens longitudinale (3.80m) .....         | 184 |
| Tableau.VI12 : ferrailage des voiles sens transversal (4.60m) .....           | 185 |

## **Chapitre VII : Etude de l'infrastructure**

|   |     |
|---|-----|
| Tableau VII.1 : surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)..... | 191 |
| Tableau VII.2 : surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal) ..... | 191 |
| Tableau VII. 3 : surface de semelles filantes sous poteaux .....                  | 192 |

|  |     |
|--|-----|
| Tableau VII.4 : sollicitation a la base de radier .....                          | 196 |
| Tableau VII.5 : moment de renversement .....                                     | 199 |
| Tableau VII.6 : vérification de la stabilité du radier .....                     | 200 |
| Tableau VII.7 : récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier .....          | 204 |
| Tableau VII.8 : vérification de la condition de non fragilité .....              | 205 |
| Tableau VII.9 : vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier ..... | 206 |
| Tableau VII.10: vérification a l'ELS .....                                       | 208 |
| Tableau VII.11: Les efforts internes dans les nervures .....                     | 213 |
| Tableau VII.12 : Ferrailage des nervures à L'ELU .....                           | 213 |
| Tableau VII.13: Vérification à L'ELS .....                                       | 215 |

## **CHAPITRE VIII : Mur de soutènement**

|   |     |
|---|-----|
| TableuVIII.1. Ferrailage mur de soutènement.....  | 220 |
| Tableau VIII.2. Vérification des constraints..... | 221 |

## Liste des figures

### Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

|  |   |
|--|---|
| Figure I-1 : Diagramme contrainte –déformation du béton (ELU).....   | 3 |
| Figure I-2 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).....    | 3 |
| Figure I-3 : Diagramme contrainte –déformation du l'acier (ELU)..... | 6 |

### Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

|   |    |
|---|----|
| Figure. II.1 : Schémas d'un plancher courant.....                         | 9  |
| Figure. II.2 : Coupe d'un voile en élévation.....                         | 13 |
| Figure. II.3 : Epaisseur des voiles en fonction de la forme du voile..... | 13 |
| Figure. II.4 : Coupe verticale du plancher corps creux.....               | 15 |
| Figure. II.5 : Coupe verticale de la dalle pleine.....                    | 16 |
| Figure. II.6 : Coupe verticale d'un mur extérieur.....                    | 17 |
| Figure. II.7 : Coupe verticale d'un mur intérieur.....                    | 17 |

### Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

|  |    |
|--|----|
| Figure III-1 : Schéma du plancher.....                             | 27 |
| Figure III-2 : Treillis soudées de (15×15) cm <sup>2</sup> .....   | 28 |
| Figure III-3 : caractéristique géométrique de la section en T..... | 28 |
| Figure III-4 : Schéma des poutrelles à étudier.....                | 31 |
| Figure III-5 : Méthode des trois moments.....                      | 32 |
| Figure III-6 : Schéma d'un escalier droit.....                     | 52 |
| Figure III-7 : Schéma statique d'escalier à l'ELU.....             | 56 |
| Figure III-8 : Schéma statique d'escalier à l'ELS.....             | 62 |
| Figure III.9 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.....   | 70 |
| Figure III.10 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS.....  | 74 |

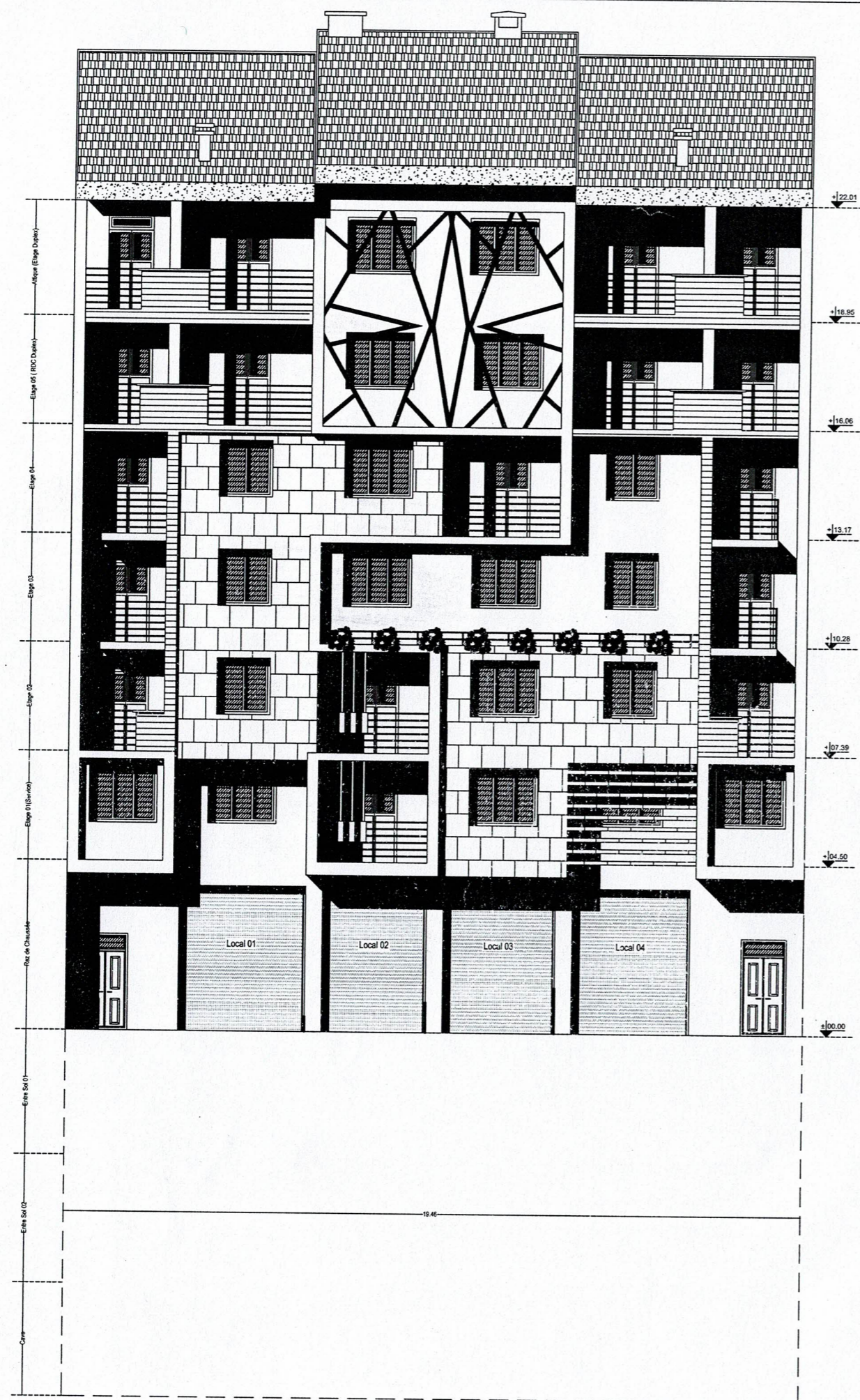
|   |     |
|---|-----|
| Figure III-11 : Schéma statique d'escalier à l'ELU.....                           | 80  |
| Figure III-12 : Schéma statique d'escalier à l'ELS.....                           | 86  |
| Figure III.13 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.....                 | 93  |
| Figure III.14 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS.....                 | 98  |
| Figure III-15 : schéma de diffusion de la charge au niveau du feuillet moyen..... | 102 |
| Figure III.16 : coupe vertical de l'acrotère.....                                 | 114 |
| Figure III.17 : les éléments de la charpente.....                                 | 120 |
| Figure III.18 : Schéma statique de la panne.....                                  | 121 |
| Figure III.19 : Schéma de la panne.....   | 122 |
| Figure III.20 : la mise en œuvre des chevrons.....                                | 124 |
| Figure III.21: liteau de section (3x4).....                                       | 127 |
| Figure III.22: représentation de charpente en bois.....                           | 130 |

## **Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux**

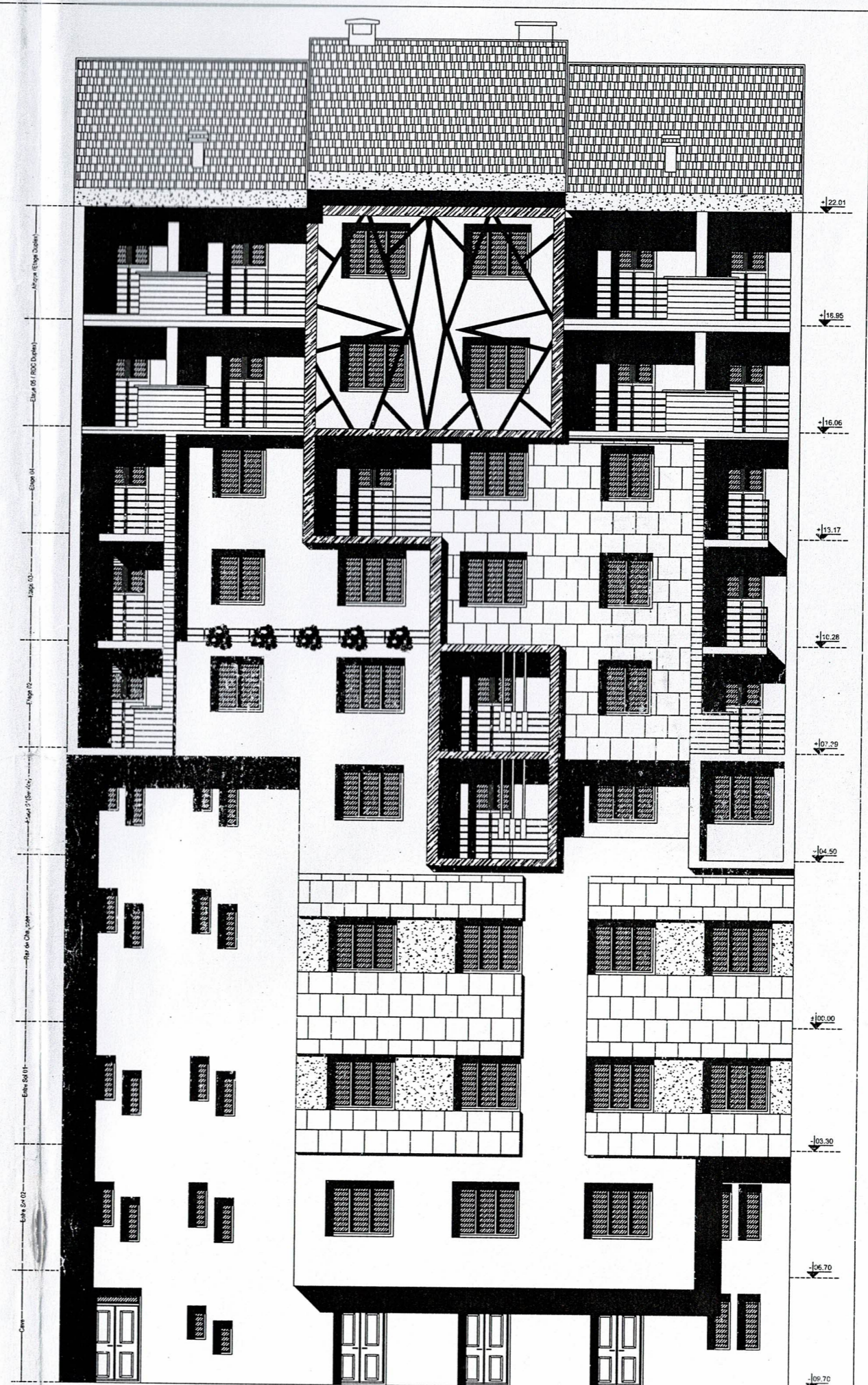
|   |     |
|---|-----|
| Figure VI.3.5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles..... | 181 |
|---|-----|

## **Chapitre VII : Etude de l'infrastructure**

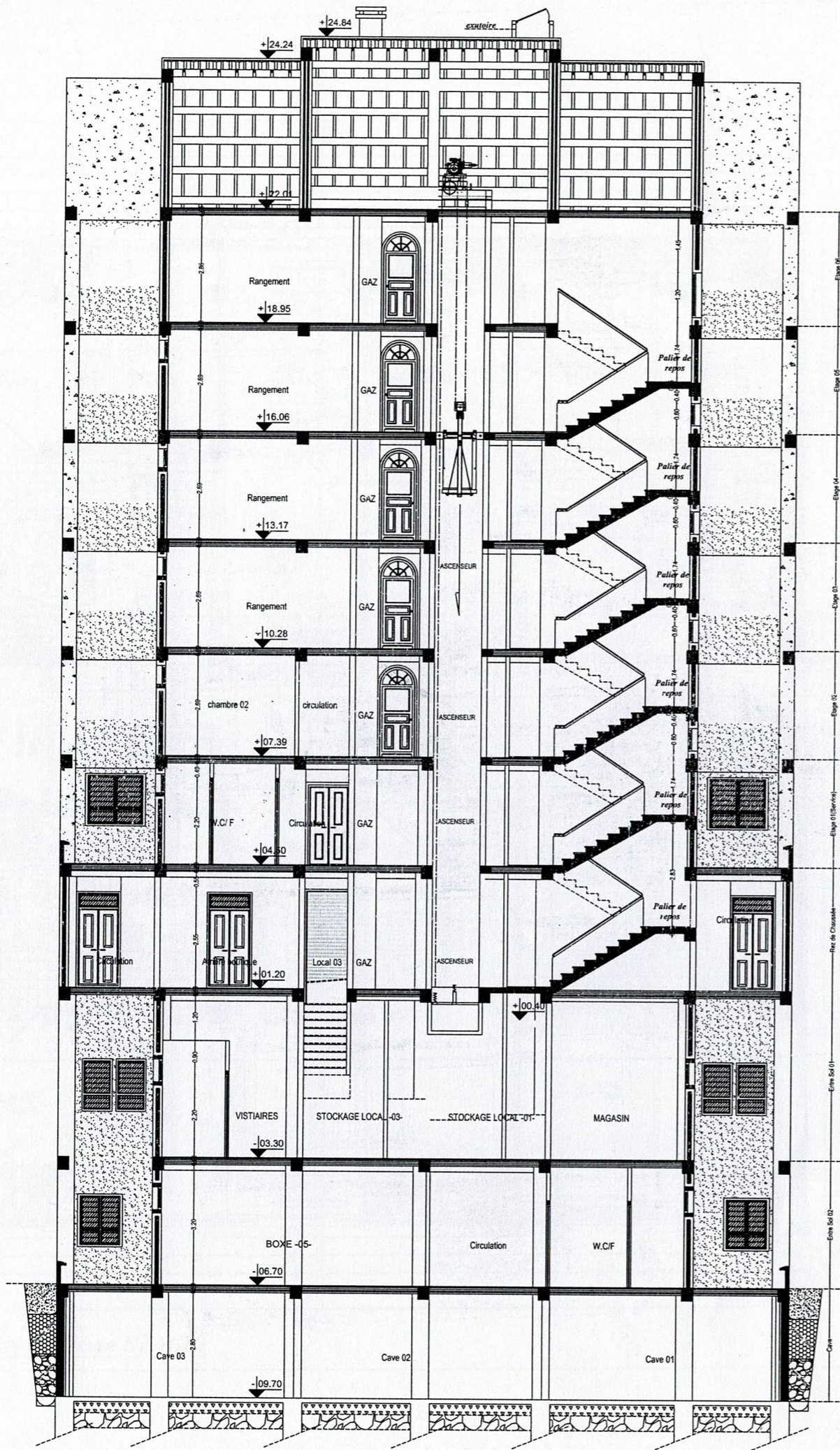
|   |     |
|---|-----|
| FigureVII.1 : Schéma de la semelle isolée.....          | 190 |
| FigureVII-2 : Schéma statique du débord.....            | 206 |
| FigureVII.3 : Présentation des charges simplifiées..... | 208 |



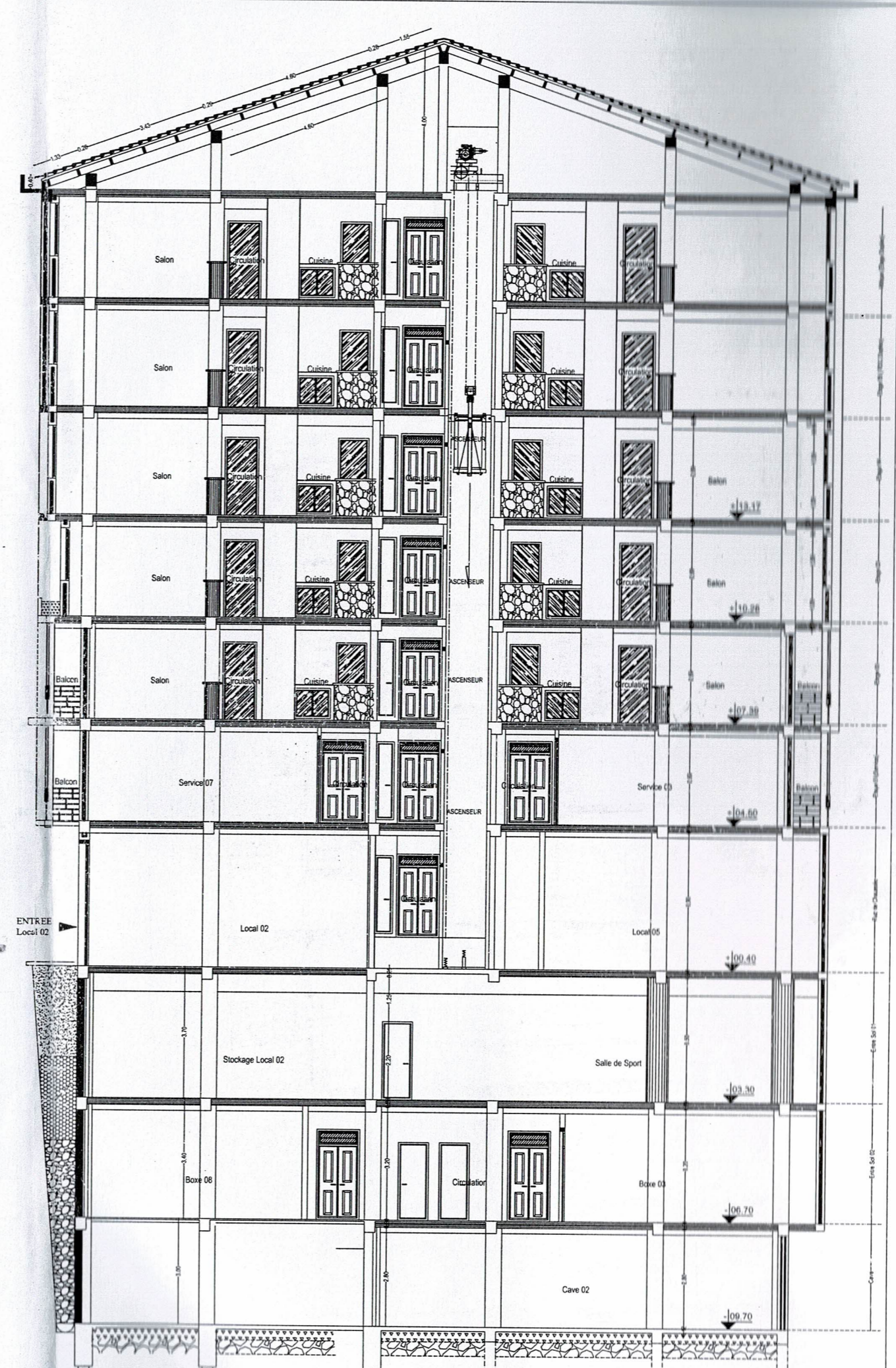
FAÇADE PRINCIPALE.



FAÇADE POSTÉRIEURE.

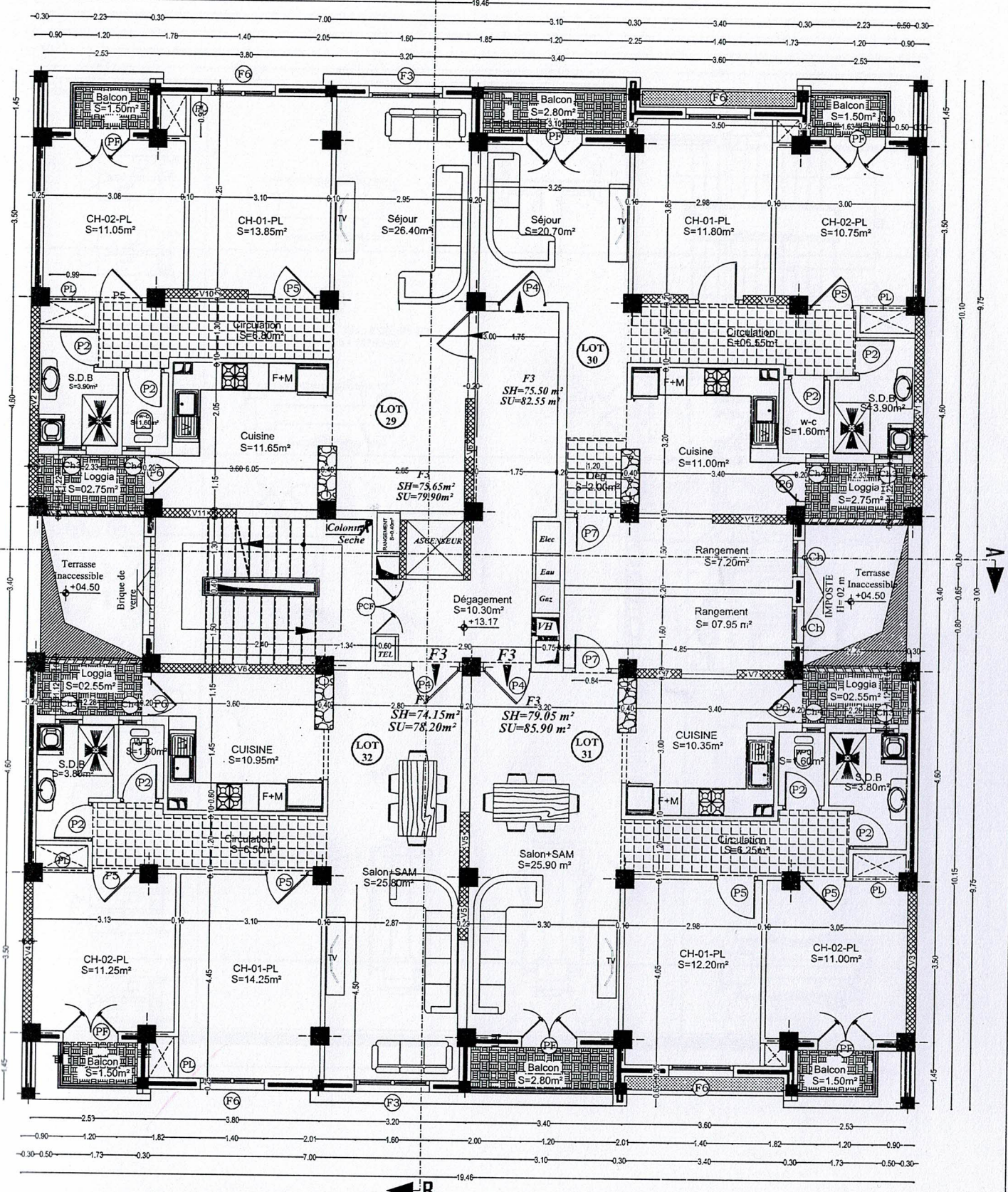


COUPE-AA-



COUPE-BB-

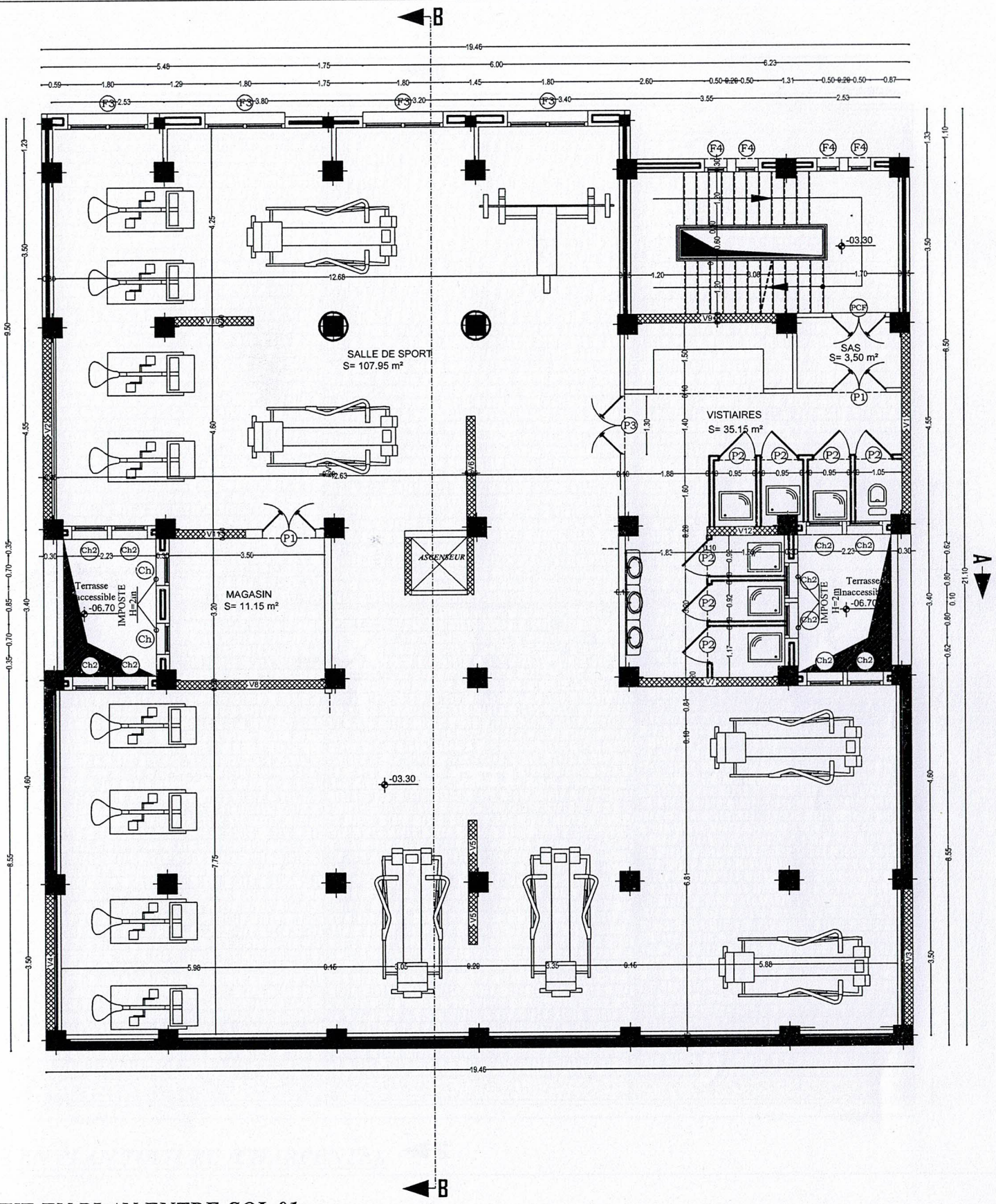
← B



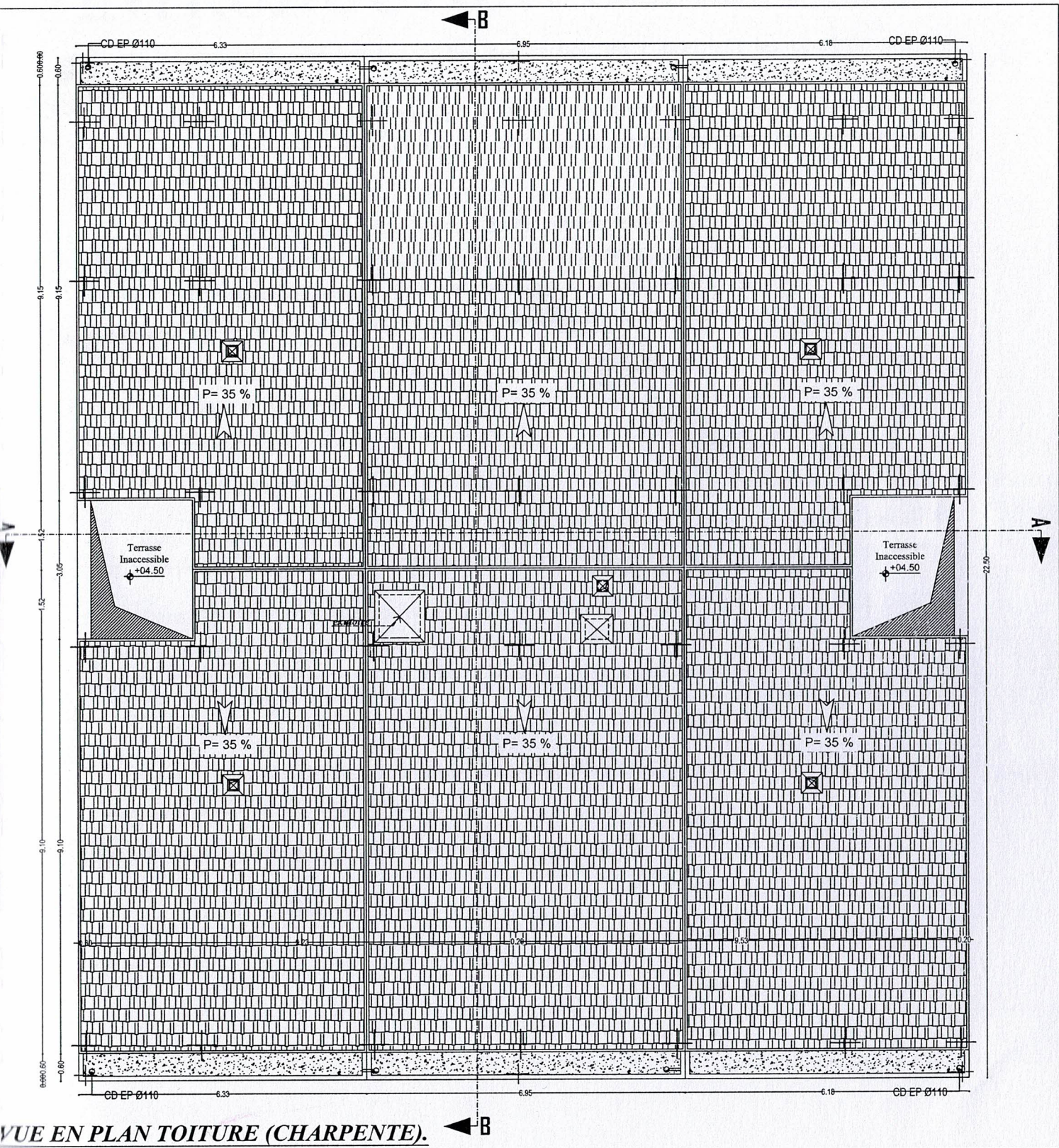
A →

← B

VUE EN PLAN DU 4ème ETAGE.



VUE EN PLAN ENTRE-SOL 01.



VUE EN PLAN TOITURE (CHARPENTE). ← B

# INTRODUCTION GENERALE

Le génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. L'ingénieur civil s'occupe de la conception, la réalisation, l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de constructions et d'infrastructures, dont il assure une bonne gestion afin de répondre aux besoins de la société tout en assurant l'économie, la résistance et surtout la sécurité public.

Le phénomène sismique reste le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile de l'apprécier tant la prévision est incertaine et leur apparition aléatoire, et pour cela, afin d'éviter tous risque l'ingénieur doit se contenter d'appliquer les règlements et aussi comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, l'objectif visé par ce travail est de concevoir et dimensionner en béton armé un immeuble en (R+6+2sous sols+une cave+une charpente en bois) à usage d'habitation et commercial.

Cette étude se compose de 8 chapitres :

Dont les trois premiers porteront sur la présentation de l'ouvrage, en plus des calculs statiques (le pré dimensionnement et les éléments secondaires)

Dans les deux chapitres suivant, nous intéresserons à modéliser la structure pour trouver un bon comportement dynamique par divers dispositions des voiles de contreventement.

Ensuite, au chapitre 6, on calcule le ferrailage des éléments structuraux.

En fin, les deux derniers chapitres, on passera à l'étude de l'infrastructure dont les fondations et le mur de soutènement.

Et on finit notre étude par une conclusion générale.

# **Chapitre I**

**Présentation et description  
de l'ouvrage**

## **I.1. INTRODUCTION :**

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armée a pour but d'assurer la stabilité et la résistance du bâtiment afin d'assurer sa sécurité. La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compressions, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

## **I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :**

Notre projet consiste à l'étude et au calcul d'un bâtiment RDC+2 sous sol+ 6 étages courant avec une charpente en bois ; à usage d'habitation, service et commercial. L'ouvrage est implanté à MEKLA, sur le territoire de la wilaya de TIZI OUZOU situé en zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon le RPA 99 version 2003 (article 3.1)

## **I.3. REGLES ET NORMES UTILISEES :**

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mise en vigueur actuellement en Algérie :

- Le CBA 93 (code du béton armé)
- Le RPA 99 révisé 2003 (règlement parasismique algérien)
- Le BAEL 91 modifié 99 (béton armé aux états limites)
- Le DTR-BC 2.2 (document technique réglementaire charges et surcharges)
- Le DTR-BC 2.331 (règles de calcul des fondations)

## **I.4. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUE DE L'OUVRAGE :**

Les dimensions du bâtiment sont données comme suite :

- **Dimensions en élévation :**

Hauteur totale du bloc : 35.54 m

Hauteur du RDC : 3.30 m

Hauteur des étages courant : 2.89 m

Hauteur du sous sol1 : 4.50 m

Hauteur du sous sol2 : 3.40 m

Hauteur de la cave : 3.00 m

- **Dimensions en plan :**

La longueur totale (sens transversale) : L = 20.05 m

La largeur totale (sens longitudinale) : B = 19.46 m

## I.5. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX:

### ✓ Le béton :

Le béton est un matériau hétérogène composé de granulats (sable et gravier), d'un liant hydraulique (ciment), d'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants qui modifient les propriétés physique et chimique du mélange ; il est défini de point de vu mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité de l'eau de gâchage et l'âge de béton.

#### a) Résistance caractéristique la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression mesurée à l'âge de 28 jours (âge de maturité) noté  $f_{c28}$ .

Elle est déterminée par des essais de compression sur des éprouvettes normalisées, appelées 16x32.

Pour  $j < 28$  jours, la résistance caractéristique du béton est définie comme suit:

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

$$f_{c28} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \quad \text{pour : } f_{c28} > 40 \text{ MPa (BAEL91/Art 2.1,11)}$$

Dans notre étude, on prendra :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

#### b) Résistance caractéristique a la traction :

La résistance du béton à la traction est très faible, elle est donnée par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6+0.06f_{cj} \text{ pour : } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0.275f_{cj}^{2/3} \quad \text{pour : } f_{cj} > 60 \text{ MPa (BAEL91/Art 2.1,12)}$$

Dans notre étude, on prendra :  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ .

#### c) Contraintes limites :

Un état limite est une situation au-delà duquel l'ouvrage ou l'un de ses éléments n'assure plus la fonction laquelles il est conçu, on distingue deux états limites :

- **Etat limite ultime (ELU) :**

S'agit de l'état pour lequel la valeur maximale de la capacité portante est atteinte, il se traduit par la perte d'équilibre (ruine de l'ouvrage), c'est-à-dire basculement ou glissement sous les charges qui lui sont appliquées, la perte de stabilité de forme (flambement des pièces élancées), la perte de résistance mécanique (la rupture de l'ouvrage) et le déséquilibre statique (renversement de la construction)

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton est donnée par la formule :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad \text{(BAEL91/A4.3,41)}$$

Avec:

$\gamma_b$ : coefficient de sécurité du béton

$\gamma_b = 1.5$ ; si la situation est durable (courante)  $\rightarrow \sigma_{bc} = 14.2$  MPa

$\gamma_b = 1.5$ ; si la situation est accidentelle  $\rightarrow \sigma_{bc} = 18.48$  MPa

$\theta$  : coefficient dépend de la durée d'application des combinaisons d'action

$\theta = 1$  ; si la durée d'application est inférieure à 24h

$\theta = 0.9$  ; si la durée d'application est comprise entre 1h et 24h

$\theta = 1$  ; si la durée d'application est inférieure à 1h

### Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU:

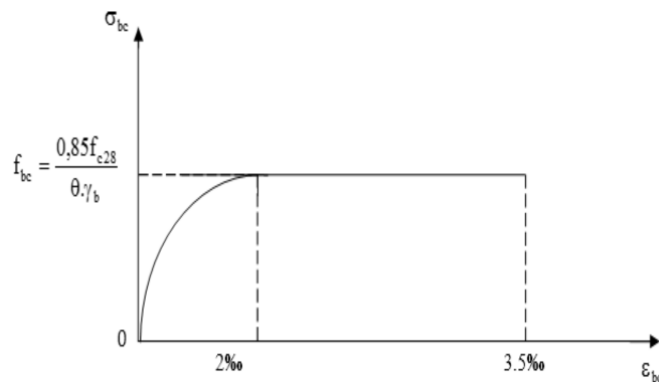


Figure I-1: Diagramme contrainte –déformation du béton (ELU).

- **Etat limite de service (ELS) :**

Correspond à des états de la structure lui causant des dommages limités ou à des conditions au-delà desquelles les exigences d'aptitude au service spécifiées pour la structure ou un élément ne sont plus satisfaites ; ils sont relatifs aux critères d'utilisation courants : déformations, vibration et durabilité ; leur dépassement peut entraîner des dommages à la structure mais pas sa ruine.

Les états limites de services courants concernent la limitation des contraintes et les flèches.

La contrainte de compression du béton est limitée par :

$$\sigma = 0.6f_{c28} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \sigma = 15 \text{ MPa}$$

(Art A.4.5 .2 BAEL91)

### Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS:

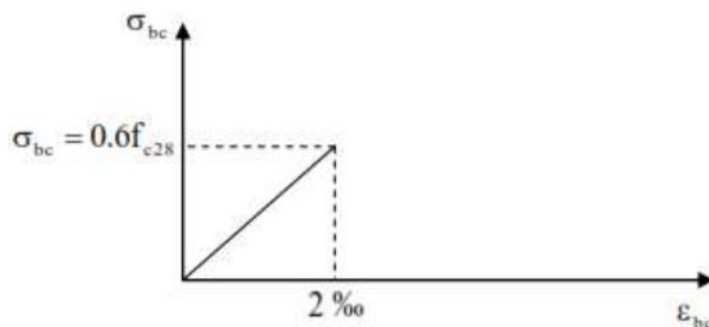


Figure I-2: Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS)

- **Contrainte limite de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \quad (\text{Art A.5.1.1BAEL})$$

Avec:

V: Effort tranchant

d: hauteur utile de la section du béton considérée (position des aciers tendus)

b<sub>0</sub>: largeur de la section du béton considérée

**Cas d'une fissuration peu nuisible :**

$$\tau_u = \min \left( \frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) \text{ MPa} \begin{cases} \tau_u = 3.33 \text{ MPa, situation courante} \\ \tau_u = 3.33 \text{ MPa, situation accidentelle} \end{cases}$$

**Cas d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :**

$$\tau_u = \min \left( \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right) \text{ MPa} \begin{cases} \tau_u = 2.50 \text{ MPa, situation courante} \\ \tau_u = 3.26 \text{ MPa, situation accidentelle} \end{cases}$$

**d) Module d'élasticité longitudinale:**

Est le rapport de la contrainte normale sur la déformation engendrée, selon la durée de l'application de la contrainte ; on distingue :

- **A court terme (instantanée) :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet que le module de déformation longitudinal instantanée du béton égale :

$$E_{ij} = 1100 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91.art.2.1, 21})$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ;  $E_{ij} = 3216 \text{ MPa}$

- **A long terme (différée):**

Lorsque la contrainte normale appliquée est en longue durée, et afin de tenir compte de l'effort de fluage de béton, on prend un module égal :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91.art.2.1, 22})$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ;  $E_{ij} = 10819 \text{ MPa}$

- **Module de d'élasticité transversale du béton :**

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{BAEL 91.art.2.1, 3})$$

Avec:

E: module de Young (module d'élasticité)

ν: coefficient de poisson

$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$  ; il sera pris égal à:

$\nu = 0.2$  ; à l'état limite de service

$v = 0$  ; à l'état limite ultime

### ✓ Les aciers :

L'acier est un alliage de fer et carbone, caractérisé par son comportement identique en traction et en compression contrairement au béton, son rôle est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton. Sa bonne adhérence avec ce dernier nous constitue un matériau homogène.

On distingue deux types d'aciers :

Les aciers de haute adhérence (HA) ; FeE400 et FeE500

Les treillis à soudés (TR) ; FeE520

#### a) Module d'élasticité :

Le module d'élasticité longitudinal ( $E_s$ ) de l'acier est pris égal à :

$E_s = 200000 \text{ MPa}$

(BAEL. art A.2.2.1)

#### b) Limite élasticité de l'acier :

##### • L'état limite ultime l'ELU :

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de tractions et de compression, et elles sont utilisées jusqu'à leur limite élastiques avec un coefficient de sécurité ; la contrainte limite de l'acier est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

(BAEL. art A.4.3.2)

Avec:

$f_e$ : désigne la limite élastique de l'acier utilisé

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité

Tel que:

$\gamma_s = 1.15$  → situation courante

$\gamma_s = 1.00$  → situation accidentelle

Pour les FeE400 ;  $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

##### • L'état limite de service l'ELS :

A l'ELS, il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures du béton (risque de corrosion des aciers). Pour cela, on doit limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. On distingue trois cas de fissuration :

**Cas d'une fissuration peu nuisible :** Lorsque les éléments étudiés sont couverts c'est-à-dire non exposé aux agressions extérieures (poteaux, poutres, planchers...), dans ce cas il n'y a pas de vérifications à effectuer.

**Cas d'une fissuration préjudiciable :** Cas des éléments exposés aux intempéries, dans ce cas la contrainte des armatures est limitée :

$$\sigma_{st} \leq \sigma \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta} f_{tj} \right) \text{ MPa}$$

Avec:

$\eta$  : Coefficient de fissuration égale à :

|               |                                   |
|---------------|-----------------------------------|
| $\eta = 1.00$ | pour les RL                       |
| $\eta = 1.60$ | pour les HA si $\theta \geq 6$ mm |
| $\eta = 1.30$ | pour les HA si $\theta < 6$ mm    |

**Cas d'une fissuration très préjudiciable :** Cas d'un milieu agressif ou doit être assurée une étanchéité, dans ce cas la contrainte de traction des armatures est limitée :

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \left( \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta} f_{tj} \right) \text{ MPa}$$

Avec:

$\eta$  : Coefficient de fissuration égale à :

|               |             |
|---------------|-------------|
| $\eta = 1.00$ | pour les RL |
| $\eta = 1.60$ | pour les HA |

**Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU:**

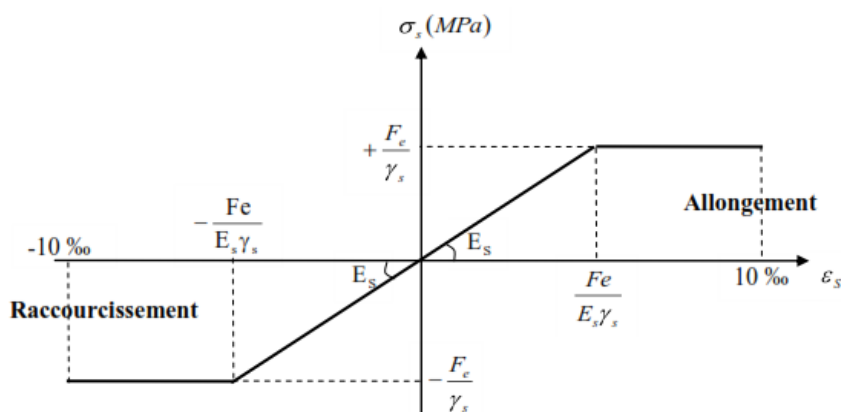


Figure I-3 : Diagramme contrainte –déformation du l'acier (ELU).

## I.6.ACTIONS ET SOLLICITATIONS DE CALCUL :

### • Actions permanentes (G) :

Elles sont notées G et ont une intensité constante ou très peu variables dans le temps. Elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des murs, cloisons, revêtements (etc.).
- La poussée des terres.
- La poussée des liquides.

### • Actions variables (Q) :

Ces actions notées Q<sub>i</sub> ont une intensité qui varie de façon importante dans le temps. On distingue les actions de base notées Q<sub>1</sub> et les actions d'accompagnement notées Q<sub>i</sub>. Ces actions comprennent :

- Les charges d'exploitation des bâtiments.
- Les charges climatiques (neige, vent).
- Les charges appliquées en cours d'exécution.
- Les effets dus à la température.

**c) Actions accidentelles :**

Les actions accidentelles résultent de phénomènes se produisant rarement et de façon instantanée. Elles comprennent :

- Les séismes.
- Les explosions.
- Les chocs de véhicules ou de bateaux–Vent.

**d) Les sollicitations :**

Les sollicitations sont les efforts tranchants, normaux, les moments de flexion et les moments de torsion, développés dans une section par une combinaison d'actions donnée.

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

**▪ Situation durable :**

ELU :  $1.35G + 1.5Q$

ELS :  $G + Q$

**▪ Situation accidentelles :**

$G+Q\pm E$

$0.8G\pm E$

Avec :

G : la charge permanente

Q : la charge d'exploitation

E : l'effort au séisme

# **Chapitre II**

## **Pré dimensionnement des éléments**

## II.1.INTRODUCTION :

Après avoir défini les différentes caractéristiques de notre ouvrage, ainsi que les divers matériaux le constituant. Nous allons passer au pré-dimensionnement des éléments structuraux tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles afin d'assurer une bonne résistance aux sollicitations verticales dues aux charges et surcharges de ces derniers, ainsi que les sollicitations horizontales d'origine sismique. Ce pré dimensionnement se fera suivant les règles de calcul et de conception des structures en béton armé (CBA93), du règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003)

## II.2.PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS :

### II.2.1.Les planchers :

- Plancher en corps creux :

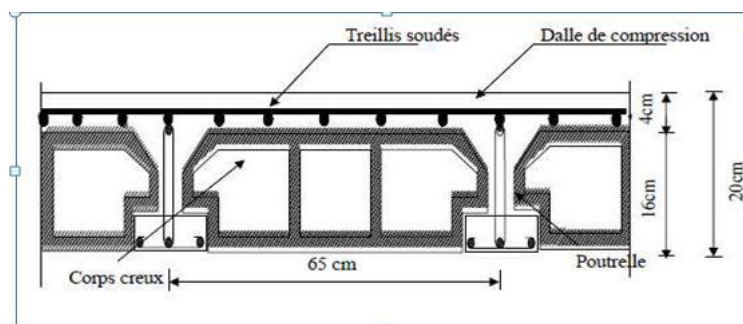


Figure. II.1 : Schémas d'un plancher courant.

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée d'un treillis à soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé. Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations. Son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \text{ (BAEL; Art 6.8.424)}$$

$$L_{\max} = L - 25$$

Avec :

$h_t$  : Hauteur totale du plancher

$L_{\max}$  : Portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles

$L$  : distance entre axes des poteaux

Selon le RPA99 version 2003, les dimensions minimales des poteaux dans la zone lia sont de (25x25) cm

Dans notre cas :

$$L_{\max} = L - 25 = 380 - 25 = 355 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{355}{22.5} = 15.78 \text{ cm}$$

On adoptera donc un plancher de 20 cm d'épaisseur, composé d'un corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm

### • Plancher en dalle pleine :

Ce sont des plaques minces importante comparé aux autres dimensions dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux)

Elle se calcule comme un ensemble de panneaux de dalle, leur épaisseur est déterminée selon leurs portés ainsi que les conditions suivantes :

- ✓ La résistance à la flexion
- ✓ L'isolation acoustique
- ✓ La résistance au feu

### Condition de résistance à la flexion :

$$\text{Si : } \alpha \leq 0.4 \rightarrow e_p = \frac{l_x}{25}$$

$$\text{Si : } 0.4 \leq \alpha \leq 1 \rightarrow e_p = \frac{l_x}{30}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{l_x}{l_y};$$

$l_x$  : la petite portée du panneau considéré

$l_y$  : la grande portée du panneau considéré

Dans notre cas :  $l_x = 3.20 \text{ m}$  et  $l_y = 3.40 \text{ m}$

$$\text{D'où : } \alpha = \frac{320}{340} = 0,94 \rightarrow 0.4 \leq \alpha = 0,94 \leq 1 \rightarrow e_p = \frac{320}{30} = 10.66 \text{ cm}$$

On prend  $e_1 = 15 \text{ cm}$

### Résistance au feu :

Selon le classement des planchers, les normes en vigueur nous donnent les épaisseurs suivantes :

$e_p = 11 \text{ cm}$  ..... Pour les planchers présentant un risque particulier contre l'incendie

$e_p = 7 \text{ cm}$  ..... pour les planchers présentant aucun risque particulier contre l'incendie

### Résistance acoustique :

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse

$$L = 13,3 \log (10 M) \quad \text{si } M < 200 \text{ Kg/m}^2$$

$$L = 15 \log (M) + 9 \quad \text{si } M > 200 \text{ Kg/m}^2$$

Donc :

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 Kg

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$e_3 = \frac{M}{P} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm}$$

Tel que ;  $\rho = 2500 \text{ daN/m}^3$

On prend  $e_3 = 15 \text{ cm}$

Donc :  $e = \max(11, 15, 15) = 15 \text{ cm}$

On adoptera une épaisseur de 15 cm pour la dalle pleine

## II.2.2. Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place, ils ont pour rôle l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles) ; On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Selon le (règlement BAEL 91 modifié 99) les poutres seront pré dimensionnée par la condition de la flèche.

Le dimensionnement de la section rectangulaire doit satisfaire les conditions suivantes :

(Art A.4.14BAEL91)

La hauteur de la poutre :  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

La largeur de la poutre :  $0.4h \leq b \leq 0.7h$

Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante :

Min (b,h)  $\geq 25 \text{ cm}$  .....en zone IIa

Min (b,h)  $\geq \frac{h_e}{20}$  ..... $h_e$  : est la hauteur libre entre étages

Le rapport  $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$  ..... (RPA99/Art 7.5.1)

**Poutres principales PP** : (poutres porteuses)

La hauteur et la largeur des poutres principales est donnée par :

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

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

Avec :

L : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré ( $L_{\max}=460$  cm)

$$L = 460 - 25 = 435 \text{ cm}$$

D'où :

$$\frac{435}{15} \leq h_t \leq \frac{435}{10}$$

$$29 \leq h_t \leq 43.5$$

On opte pour : **h = 40 cm**

Et :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$$

$$16 \leq b \leq 28$$

On opte pour : **b=30 cm**

### Poutre secondaire PS :

Elles sont parallèles aux poutrelles ( $L_{\max} = 380$  cm)

$$L = 380 - 25 = 355 \text{ cm}$$

D'où :

$$\frac{355}{15} \leq h_t \leq \frac{355}{10}$$

$$23.67 \leq h_t \leq 35.5$$

On opte pour : **h = 30 cm**

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30$$

$$12 \leq b \leq 21$$

On opte pour : **b=25 cm**

### Vérification des conditions exigées par le RPA :

| Conditions           | Poutres principales | Poutres secondaires | vérifications |
|----------------------|---------------------|---------------------|---------------|
| $h \geq 30$ cm       | 40                  | 30                  | CV            |
| $b \geq 20$ cm       | 30                  | 25                  | CV            |
| $\frac{h}{b} \leq 4$ | 1.3                 | 1.2                 | CV            |

Tableau. II.1 : Vérification des conditions exigées par RPA

### II.2.3. Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé, ils ont pour rôle contreventement du bâtiment et aussi destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, et à reprendre une partie des charges verticales

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'Article (7.7.1. Du RPA99 v 2003) qui définit ces éléments comme devant satisfaire la condition :

$L \geq 4e_p$  ; avec :

$e_p$  : épaisseur du voile

L : longueur du voile

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidités aux extrémités, avec un minimum de 15 cm comme l'indique la figure suivante :

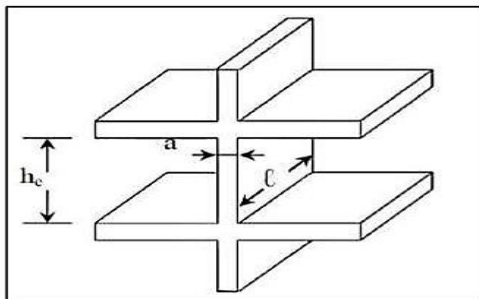


Figure. II.2 : Coupe d'un voile en élévation.

#### Longueur des voiles :

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L), doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur, soit :

$$L_{\min} \geq 4 a = 4 \times 25 = 100 \text{ cm} = 1 \text{ m}$$

#### Epaisseur des voiles :

Dans notre cas, l'épaisseur des voiles est donnée par :  $a = \frac{h_e}{20}$

Avec :  $h_e = h - e_p$

h : hauteur d'étage

$e_p$  : l'épaisseur de la dalle ou du plancher

$h_e$  : est la hauteur libre du voile



**Figure. II.3 : Epaisseur des voiles en fonction de la forme du voile**

D'où :

✓ Pour la cave :

$$h_e = 300 - 20 = 280 \text{ cm}$$

$$\text{Donc: } a = \frac{h_e}{20} = \frac{280}{20} = 14 \text{ cm}$$

✓ Pour le sous sol1 :

$$h_e = 450 - 20 = 430 \text{ cm}$$

$$\text{Donc: } a = \frac{h_e}{20} = \frac{430}{20} = 21.5 \text{ cm}$$

✓ Pour le sous sol2 :

$$h_e = 340 - 20 = 320 \text{ cm}$$

$$\text{Donc: } a = \frac{h_e}{20} = \frac{320}{20} = 16 \text{ cm}$$

✓ Pour le RDC :

$$h_e = 330 - 20 = 310 \text{ cm}$$

$$\text{Donc: } a = \frac{h_e}{20} = \frac{310}{20} = 15.5 \text{ cm}$$

✓ Pour l'étage courant :

$$h_e = 289 - 20 = 269 \text{ cm}$$

$$\text{Donc: } a = \frac{h_e}{20} = \frac{269}{20} = 13.45 \text{ cm}$$

Pour la disposition constructive, on adopte une épaisseur des voiles  $e_p = 25 \text{ cm}$

**II.2.4. Les poteaux :**

Ce sont des éléments verticaux en béton armé de section généralement carrée, rectangulaire qui se composent d'armatures longitudinales (verticales) et transversales (horizontales). Ils travaillent en flexion composée, constituent les points d'appuis pour les poutres et permettent la transmission des charges d'étage en étage puis aux fondations. Leur pré dimensionnement se fait à la compression simple selon l'article (b8.4.1) de CBA93, tout en vérifiant les exigences du RPA, pour un poteau rectangulaire de la zone II, on a :

- ✓  $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- ✓  $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$  (Avec:  $h_e$  = hauteur d'étage)
- ✓  $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$

On effectuera le calcul pour le poteau le plus sollicité (ayant la plus grande surface d'influence). En supposant que seul le béton reprend la totalité des charges ; la section du poteau est donnée par la formule suivantes :

$$B_c \geq \frac{N_s}{0.3f_c28} \text{ (Art 7.4.3.1RPA)}$$

Avec :

$N_s$  : effort de compression déterminé par la décente des charges

$N_s = G+Q$

$G$  : charge permanente.

$Q$  : charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges

$B_c$  : section des poteaux ( $B_c = S$ ) avec :

Poteaux rectangulaire :  $S = b \times h$

**Remarque** : on considère en premier lieu, pour notre calcul la section du poteau selon Le minimum exigé par (RPA 99 version 2003/Art 7.4.1) qui est de (25x25)  $\text{cm}^2$

## II.3.DECENTE ET EVALUATION DES CHARGES :

### II.3.1.Evaluation des charges :

L'évaluation des charges consiste à déterminer la charge permanente de chaque élément, et la charge d'exploitation qui lui convienne à partir du document technique réglementaire DTR

Avec  $\left\{ \begin{array}{l} G : \text{charges permanentes} \\ Q : \text{charges d'exploitations} \end{array} \right.$

#### II.3.1.1. Evaluation des charges permanentes(g) :

##### 1. Plancher :

##### a) Plancher corps creux :

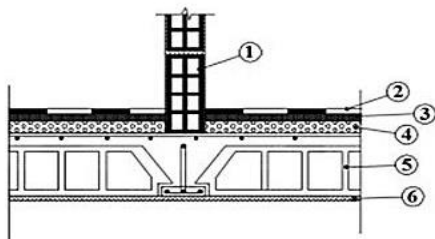


Figure. II.4 : Coupe verticale du plancher corps creux.

| Matériaux   | Épaisseur(m) | Poids volumique(KN/m <sup>3</sup> ) | G (KN/m <sup>2</sup> ) |
|---|--------------|-------------------------------------|------------------------|
| Revêtement en carrelage                                   | 0.02         | 20                                  | 0.4                    |
| Mortier de pose   | 0.02         | 20                                  | 0.4                    |
| Couche de sable   | 0.02         | 18                                  | 0.36                   |
| Plancher en corps creux (hourdis et table de compression) | 0.20         | 14                                  | 2.8                    |
| Enduits en plâtre   | 0.02         | 10                                  | 0.2                    |
| Cloisons en briques creuses (y compris enduit en plâtre)  | 0.10+0.04    | 9+10                                | 0.90+0.40=<br>1.30     |
|   |              |                                     | 5.46                   |

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

b) Plancher dalle pleine :

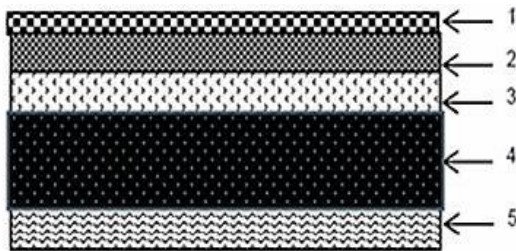


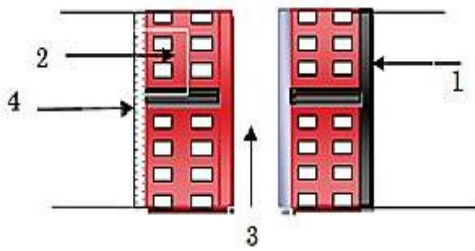
Figure. II.5 : Coupe verticale de la dalle pleine.

| Eléments                     | Epaisseur (m) | Poids volumique | Charge G |
|------------------------------|---------------|-----------------|----------|
| Revêtement carrelage         | 0.02          | 22              | 0.44     |
| Mortier de pose              | 0.02          | 20              | 0.4      |
| Couche de sable              | 0.02          | 18              | 0.36     |
| Dalle en béton armée         | 0.15          | 25              | 3.75     |
| Enduit plâtre                | 0.02          | 10              | 0.2      |
| Garde-corps en brique creuse | 0.10          | 9               | 0.9      |
|                              |               |                 | 6.05     |

Tableau. II.3 : Evaluation des charges plancher dalle pleine.

**Maçonnerie** : il y'a deux types de murs, mur extérieurs et murs intérieurs

**a) Murs extérieurs :**

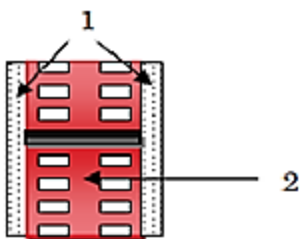


**Figure. II.6 : Coupe verticale d'un mur extérieur.**

| N | Éléments                                | Épaisseur(m) | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | G (KN/m <sup>2</sup> ) |
|---|---|--------------|--------------------------------------|------------------------|
| 1 | Enduit au mortier de ciment             | 0.02         | 18                                   | 0.36                   |
| 2 | Cloison en briques creuses (8trous)     | 0.1x2        | 9                                    | 1.8                    |
| 3 | Lame d'air                              | 0.05         | -                                    | -                      |
| 4 | Enduit de plâtre sur la face intérieure | 0.02         | 10                                   | 0.20                   |
|   |   |              |                                      | 2.36                   |

**Tableau. II.4 : Charges revenant aux murs extérieurs.**

**b) Murs intérieurs :**



**Figure. II.7 : Coupe verticale d'un mur intérieur.**

| N | Éléments         | Épaisseur(m) | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | G (KN/m <sup>2</sup> ) |
|---|------------------|--------------|--------------------------------------|------------------------|
| 1 | Enduit en plâtre | 0.02x2       | 10                                   | 0.4                    |
| 2 | Briques creuses  | 0.10         | 9                                    | 0.9                    |
|   |                  |              |                                      | 1.3                    |

**Tableau. II.5 : Charges revenant aux murs intérieurs.**

## c) Toiture :

|   | Eléments                   | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | G (KN/m <sup>2</sup> ) |
|---|----------------------------|--------------------------------------|------------------------|
| 1 | Couverture tuile mécanique | -                                    | 0.45                   |
| 2 | Pannes+cheverons+fixation  | -                                    | 0.15                   |
| 3 | Murs pignons (cloisons)    | 09                                   | 0.90                   |
|   |                            |                                      | 1.5                    |

Tableau. II.6 : Charges permanentes de la toiture.

## II.3.1.2. Evaluation des charges d'exploitations (Q) :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C.22:

Toiture = 1 KN/m<sup>2</sup>

Plancher étage courant = 1,5 KN/m<sup>2</sup>

Plancher étage rez-de-chaussée à usage commercial = 2,5 KN/m<sup>2</sup>

Plancher sous-sol = 2,5 KN/m<sup>2</sup>

## II.4. DESCENTE DE CHARGES :

La descente de charges a pour objectif de connaître la répartition et les cheminements Descharges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut (charpente ou toiture terrasse) jusqu'aux fondations.

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partie de la descente de charge. D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poteau, poutre ou voile) appelée surface d'influence

Les valeurs obtenues permettront de dimensionner les poteaux.

## 1. Surface d'influence :

Le poteau le plus sollicité correspond au croisement des portiques 3 et C comme le montre la figure suivante :

La surface nette  $S_n$  :

$$S_n = \sum_{n=1}^4 (S_i)$$

$$S_1 = 2.3 \times 1.9 = 4.37 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2.3 \times 1.6 = 3.68 \text{ m}^2$$

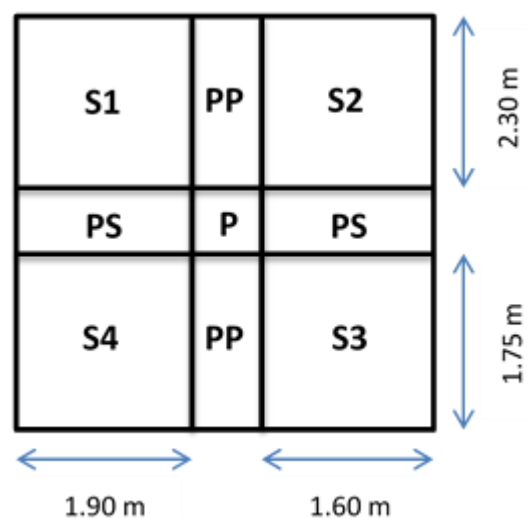
$$S_3 = 1.75 \times 1.9 = 3.325 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.75 \times 1.6 = 2.8 \text{ m}^2$$

D'où la surface nette  $S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$

$$S_n = 4.37 + 3.68 + 3.325 + 2.8 = 14.175 \text{ m}^2$$

$$S_n = 14.175 \text{ m}^2$$



Le poteau le plus sollicité

**La surface brute  $S_b$  :**

$$S_b = b \times h = 4.3 \times 3.75 = 16.125 \text{ m}^2$$

$$S_b = 16.125 \text{ m}^2$$

**La surface inclinée (toiture) :**

$$\text{Tg}\alpha = \frac{H}{L}$$

$$\alpha = \text{tg}^{-1} \frac{H}{L}$$

$$\text{Cos}\alpha = \frac{L}{L'} \rightarrow L' = \frac{L}{\text{cos}\alpha}$$

$$\text{Tg}\alpha_1 = \frac{H}{L} \rightarrow \alpha_1 = \text{tg}^{-1} \frac{4}{10.62} \rightarrow \alpha_1 = 20.63^\circ$$

$$\text{Tg}\alpha_2 = \frac{H}{L} \rightarrow \alpha_2 = \text{tg}^{-1} \frac{4}{10.67} \rightarrow \alpha_2 = 20.55^\circ$$

$$\text{Cos}\alpha_1 = \frac{L_1}{L'} \rightarrow L_1 = \frac{10.62}{\text{cos}20.63} = 11.34 \text{ m}$$

$$\text{Cos}\alpha_2 = \frac{L_2}{L'} \rightarrow$$

$$L_2 = \frac{10.67}{\text{cos}20.55} = 11.39 \text{ m}$$

## 2. Poids propre des elements :

a) Poids propre des planchers :  $P = G \times S$

- Poids propre de l'étage courant :  $P = G \times S_n = 5.46 \times 14.175 = 77.39 \text{ KN}$
- Poids propre de la toiture :  $P = G \times S_b = 1.5 \times 16.125 = 24.1875 \text{ KN}$

b) Poids propre des poutres :  $P = (b \times h \times L) \gamma$

- Poutres principales (PP) :  $P_p = 0.30 \times 0.40 \times 4.6 \times 25 = 13.8 \text{ KN}$
- Poutres secondaires (PS) :  $P_s = 0.25 \times 0.30 \times 3.8 \times 25 = 7.125 \text{ KN}$
- Poutres de la toiture :  $P_{\text{toit}} = 0.25 \times 0.30 \times 10.67 \times 25 = 16.005 \text{ KN}$

D'où le poids total :  $P_{\text{tot}} = 13.8 + 7.125 + 16.005 = 36.93 \text{ KN}$

c) Poids propre des poteaux :  $P = (b \times h \times L) \gamma$

- Poteaux de la toiture :  $P_t = 0.25 \times 0.25 \times 4 \times 25 = 6.25 \text{ KN}$
- Poteaux de l'étage courant :  $P_{\text{étg}} = 0.25 \times 0.25 \times 2.89 \times 25 = 4.51 \text{ KN}$
- Poteaux du RDC :  $P_{\text{rdc}} = 0.25 \times 0.25 \times 3.3 \times 25 = 5.15 \text{ KN}$
- Poteaux du sous sol1 :  $P_{\text{sol1}} = 0.25 \times 0.25 \times 4.5 \times 25 = 7.03 \text{ KN}$
- Poteaux du sous sol2 :  $P_{\text{sol2}} = 0.25 \times 0.25 \times 3.4 \times 25 = 5.31 \text{ KN}$
- Poteaux de la cave :  $P_{\text{cave}} = 0.25 \times 0.25 \times 3 \times 25 = 4.68 \text{ KN}$

### 3. Charges d'exploitation :

a) Plancher étage courant :

$$Q_1=Q_2=Q_3=Q_4=Q_5=Q_6=1.5 \times 16.125 = 24.18 \text{ KN}$$

b) Plancher Ssol1, Ssol2 et cave :

$$Q = 2.5 \times S_b = 2.5 \times 16.125 = 40.31 \text{ KN}$$

c) Plancher de RDC :

$$Q_{\text{rdc}} = 2.5 \times S_b = 2.5 \times 16.125 = 40.31 \text{ KN}$$

d) Plancher toiture :

$$Q_{\text{toit}} = 1.5 \times S_b = 1.5 \times 16.125 = 24.18 \text{ KN}$$

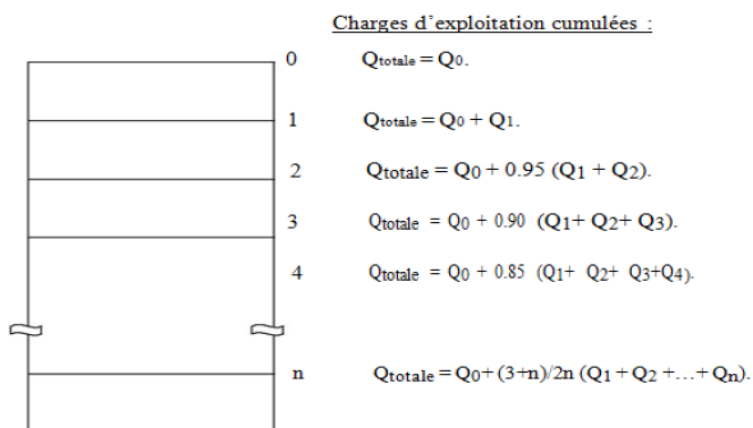
## II.5. LA LOI DE DEGRESSION DES CHARGES :

Le document technique réglementaire (**DTR.B.C.2.2**) nous impose une dégression des Charges d'exploitation et ceci pour tenir compte du non simultanété d'application des Surcharges sur tout le plancher. Cette loi s'applique lorsque le bâtiment étudié comporte plus de **5 niveaux** et que l'occupation des différents niveaux peut être considérée comme Indépendante. Ce qui le cas pour notre bâtiment

( $Q_0$ ) étant la charge d'exploitation sur la toiture couvrant le bâtiment.

( $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ ) sont les charges d'exploitation respectives des planchers des étages (1, 2, 3, ..., n) numérotées à partir de sommet du bâtiment

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i ; \text{ Pour } n \geq 5 (\text{DTR B.C.2.2})$$



### 1. Coefficient de dégression des surcharges :

| Niveaux     | Toit | 1 | 2    | 3    | 4    | 5    | 6    | RDC  | SS1  | SS2  | CAVE |
|-------------|------|---|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Coefficient | 1    | 1 | 0.95 | 0.90 | 0.85 | 0.80 | 0.75 | 0.70 | 0.65 | 0.60 | 0.55 |

### 2. Les surcharges cumulées :

$$Q_0 = 16.125 \text{ KN}$$

$$Q_1 = Q_0 + Q_1 = 40.3125 \text{ KN}$$

$$Q_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 62.08125 \text{ KN}$$

$$Q_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 81.4312 \text{ KN}$$

$$Q_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 98.3625 \text{ KN}$$

$$Q_5 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 112.875 \text{ KN}$$

$$Q_6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 124.9687 \text{ KN}$$

$$Q_7 = Q_0 + 0.70 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 145.92 \text{ KN}$$

$$Q_8 = Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 162.85 \text{ KN}$$

$$Q_9 = Q_0 + 0.60 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 175.75 \text{ KN}$$

$$Q_{10} = Q_0 + 0.55 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 184.62 \text{ KN}$$

## II.6.Vérification des poteaux :

| niveau  | Charge permanente G (KN) |        |        |                  |                  | Charge d'exploitation |                  | Effort normal N (KN) | Section du poteau          |                      |
|---------|--------------------------|--------|--------|------------------|------------------|-----------------------|------------------|----------------------|----------------------------|----------------------|
|         | Plancher                 | Poutre | Poteau | G <sub>tot</sub> | G <sub>cum</sub> | Q <sub>plancher</sub> | Q <sub>cum</sub> |                      | $S = \frac{N}{0.6f_{c28}}$ | S <sub>adoptée</sub> |
| Toiture | 24.1875                  | 20     | 6.26   | 50.44            | 50.44            | 16.125                | 16.125           | 66.56                | 44.3                       | 30x30                |
| 6       | 77.39                    | 20.92  | 4.61   | 102.92           | 153.36           | 24.18                 | 40.31            | 193.67               | 129.11                     | 30x30                |
| 5       | 77.39                    | 20.92  | 4.61   | 102.92           | 256.28           | 24.18                 | 64.49            | 320.077              | 213.38                     | 30x30                |
| 4       | 77.39                    | 20.92  | 4.61   | 102.92           | 359.2            | 24.18                 | 88.66            | 447.86               | 298.57                     | 30x30                |
| 3       | 77.39                    | 20.92  | 4.61   | 102.92           | 462.12           | 24.18                 | 112.84           | 574.96               | 383.30                     | 35x35                |
| 2       | 77.39                    | 20.92  | 4.61   | 102.92           | 565.04           | 24.18                 | 137.02           | 702.06               | 468.04                     | 35x35                |
| 1       | 77.39                    | 20.92  | 4.61   | 102.92           | 667.96           | 24.18                 | 161.2            | 829.16               | 552.77                     | 40x40                |
| RDC     | 77.39                    | 20.92  | 5.15   | 103.46           | 771.42           | 40.31                 | 201.51           | 972.93               | 648.62                     | 40x40                |
| Ssol1   | 77.39                    | 20.92  | 7.03   | 105.34           | 876.76           | 40.31                 | 241.82           | 1118.58              | 745.72                     | 45x45                |
| Ssol2   | 77.39                    | 20.92  | 5.31   | 103.62           | 980.38           | 40.31                 | 282.13           | 1262.51              | 841.67                     | 45x45                |
| Cave    | 77.39                    | 20.92  | 4.68   | 102.99           | 1083.37          | 40.31                 | 322.44           | 1405.81              | 937.20                     | 45x45                |

Tableau. II.7 : Tableau récapitulatif de la descente de charge sur poteau.

### II.6.1.Vérification de l'effort normal réduit :(Art 7133/BAEL)

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul doit être limité par la condition suivante

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

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

$B_c$  : est l'air (section brute) de cette dernière

$f_{c28}$  : est la résistance caractéristique du béton

**Pour le poteau (45x45) :**

$$V = \frac{937.20}{45 \times 45 \times 2.5} = 0.18 \leq 0.3 \rightarrow CV$$

**Pour poteau (40x40) :**

$$V = \frac{648.62}{40 \times 40 \times 2.5} = 0.16 \leq 0.3 \rightarrow CV$$

**Pour le poteau (35x35) :**

$$V = \frac{468.04}{35 \times 35 \times 2.5} = 0.15 \leq 0.3 \rightarrow \text{CV}$$

**Pour le poteau (30x30) :**

$$V = \frac{289.57}{30 \times 30 \times 2.5} = 0.13 \leq 0.3 \rightarrow \text{CV}$$

## II.6.2. Vérifications de la résistance des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures.

La vérification consiste à satisfaire la condition suivante :

- $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$

-  $\lambda$  : L'élancement du Poteau

-  $L_f$ : Longueur de flambement ( $L_f = 0.7l L_0$ ) ..... (2)

-  $L_0$ : Hauteur libre du poteau.

-  $i$ : Rayon de gyration ( $i = [I/A]^{1/2}$ ) ..... (3)

-  $I$ : Moment d'inertie ( $I = hb^3/12$ ) ..... (4)

-  $S$ : Section du poteau ( $S = hxb$ ) .....(5)

En remplaçant 2, 3, 4, 5 dans 1

On aura :

- $\lambda = \frac{2.42L_0}{b}$

- ✓  $L_0 = 2.89 \text{ m (1}^{\text{er}} \text{ étage)}$

Poteau (40x40) :  $\lambda = \frac{2.42 \times 2.89}{0.40} = 17.4845 < 50 \rightarrow \text{CV}$

- ✓  $L_0 = 2.89 \text{ m (2}^{\text{eme}}, 3^{\text{eme}} \text{ étage)}$

Poteau (35x35) :  $\lambda = \frac{2.42 \times 2.89}{0.35} = 19.98 < 50 \rightarrow \text{CV}$

- ✓  $L_0 = 2.89 \text{ m (4}^{\text{eme}}, 5^{\text{eme}}, 6^{\text{eme}} \text{ étage)}$

Poteau (30x30) :  $\lambda = \frac{2.42 \times 2.89}{0.30} = 23.31 < 50 \rightarrow \text{CV}$

- ✓  $L_0 = 3.30 \text{ m (RDC)}$

$$\text{Poteau (40x40)} : \lambda = \frac{2.42 \times 3.30}{0.40} = 19.96 < 50 \rightarrow \text{CV}$$

$$\checkmark L_0 = 4.50 \text{ m (S-SOL 1)}$$

$$\text{Poteau (45x45)} : \lambda = \frac{2.42 \times 4.50}{0.45} = 24.20 < 50 \rightarrow \text{CV}$$

$$\checkmark L_0 = 3.40 \text{ m (S-SOL 2)}$$

$$\text{Poteau (45x45)} : \lambda = \frac{2.42 \times 3.40}{0.45} = 18.28 < 50 \rightarrow \text{CV}$$

$$\checkmark L_0 = 3 \text{ m (CAVE)}$$

$$\text{Poteau (45x45)} : \lambda = \frac{2.42 \times 3}{0.45} = 16.133 < 50 \rightarrow \text{CV}$$

**Conclusion :** Toutes les sections des poteaux pour les différents niveaux sont conformes aux conditions du flambement ; donc il n'y a pas de risque de flambement.

### II.6.3. Vérifications des règles de RPA 99/2003 :

Les conditions exigées par le RPA, liées à la zone lia sont données par les formules suivantes :

- $\text{Min (bxh)} \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min (bxh)} \geq h/20$
- $1/4 < b/h < 4$

| Poteaux                        | Conditions exigée par le RPA | Valeur calculée et vérification | Observation |
|--------------------------------|------------------------------|---------------------------------|-------------|
| 30x30<br>4,5,6(étage)          | Min (bxh) $\geq$ 25 cm       | 30>25cm                         | CV          |
|                                | Min (bxh) $\geq$ h/20        | 289/20=14.45cm                  | CV          |
|                                | 1/4 < b/h < 4                | 1/4<30/30<4                     | CV          |
| 35x35<br>3,2(étage)            | Min (bxh) $\geq$ 25 cm       | 35>25cm                         | CV          |
|                                | Min (bxh) $\geq$ h/20        | 289/20=14.45cm                  | CV          |
|                                | 1/4 < b/h < 4                | 1/4<35/35<4                     | CV          |
| 40x40<br>1 <sup>er</sup> étage | Min (bxh) $\geq$ 25 cm       | 40>25cm                         | CV          |
|                                | Min (bxh) $\geq$ h/20        | 289/20=14.45cm                  | CV          |
|                                | 1/4 < b/h < 4                | 1/4<40/40<4                     | CV          |
| 40x40 RDC                      | Min (bxh) $\geq$ 25 cm       | 40>25cm                         | CV          |
|                                | Min (bxh) $\geq$ h/20        | 330/20=16.5cm                   | CV          |
|                                | 1/4 < b/h < 4                | 1/4<40/40<4                     | CV          |
| 45x45 s-sol1                   | Min (bxh) $\geq$ 25 cm       | 45>25cm                         | CV          |
|                                | Min (bxh) $\geq$ h/20        | 450/20=22.5cm                   | CV          |
|                                | 1/4 < b/h < 4                | 1/4<45/45<4                     | CV          |
| 45x45s-sol2                    | Min (bxh) $\geq$ 25 cm       | 45>25cm                         | CV          |
|                                | Min (bxh) $\geq$ h/20        | 340/20=17cm                     | CV          |
|                                | 1/4 < b/h < 4                | 1/4<45/45<4                     | CV          |
| 45x45 cave                     | Min (bxh) $\geq$ 25 cm       | 45>25cm                         | CV          |
|                                | Min (bxh) $\geq$ h/20        | 300/20=15cm                     | CV          |
|                                | 1/4 < b/h < 4                | 1/4<45/45<4                     | CV          |

**Tableau. II.8 : Vérifications des sections des poteaux aux recommandations duRPA.**

### Conclusion :

A ce niveau on a pré dimensionné tous les éléments structuraux de cet ouvrage, mais les sections obtenues ne sont pas définitives car on peut les changer après l'étude dynamique. Donc, on a opté pour le pré dimensionnement suivant :

- Plancher à corps creux : 16+4 cm.
- Dalle pleine épaisseur de : 15 cm.
- Les poutres :
  - Poutres principales : (30x40) cm<sup>2</sup>
  - Poutres secondaires : (25x30) cm<sup>2</sup>
- Les poteaux :
  - Poteau (30x30) cm<sup>2</sup> ; pour 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup> et la toiture
  - Poteau (35x35) cm<sup>2</sup> ; pour 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>
  - Poteau (40x40) cm<sup>2</sup> ; pour RDC et 1<sup>er</sup>
  - Poteau (45x45) cm<sup>2</sup> ; pour la cave, sous sol1 et sous sol2
- Les voiles :
  - Épaisseur de 25 cm pour tous les voiles

# **Chapitre III**

## **Calcul des éléments secondaires**

### III.1. INTRODUCTION :

Ce chapitre se portera sur l'étude complète et spécifique des éléments non structuraux secondaires (qui ne font pas partie du système de contreventement), ces éléments ont une influence plus au moins directe sur la structure globale, l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications conformément aux règles du (BAEL 91 modifié 99) et du RPA.

### III.2. LES PLANCHERS :

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux d'épaisseur (16+4) avec une dalle de compression de 4cm. La dalle de compression est coulée sur place, avec une épaisseur de 4cm et sera armée d'un treillis soudé de nuance (TS520) ; dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées dans le (**BAEL91 modifiée 99 Art.6.8.4.23**) soit :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

Les planchers sont constitués de :

- Nervures appelées poutrelles.
- Corps creux de 16cm d'épaisseur, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage d'armature ayant pour buts de :

- Limiter les risques de fissuration par retrait

- Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites

- Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondant aux cloisons

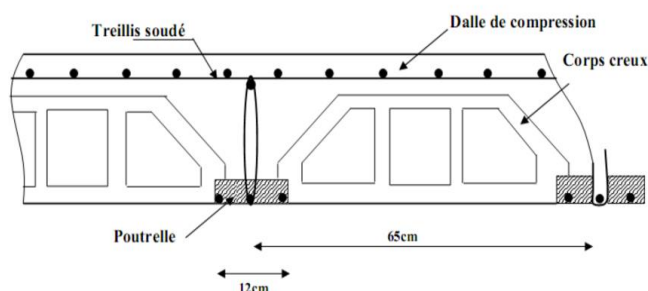


Figure III-1 : Schéma du plancher

### III.2.1. Ferrailage de la dalle de compression :

#### a. Armatures perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e} ; \text{ avec :}$$

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

$$\text{D'où : } A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5$$

Soit :  $6\emptyset 6 = 1.70 \text{ cm}^2$  ; avec un espacement de 15 cm

#### b. Armatures parallèle aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.7}{2} = 0.85$$

Soit :  $6\emptyset 6 = 1.70 \text{ cm}^2$  ; avec un espacement de 15 cm

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimensions  $(15 \times 15) \text{ cm}^2$

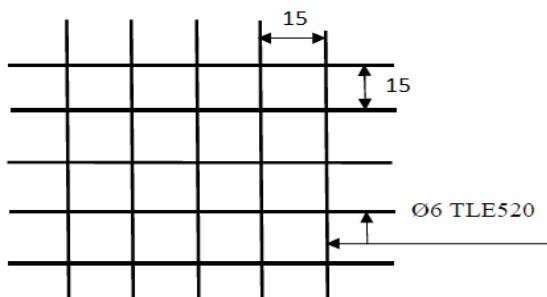


Figure III-2 : Treillis soudées de  $(15 \times 15) \text{ cm}^2$

### III.2.2. Dimensionnement de la poutrelle :

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 :

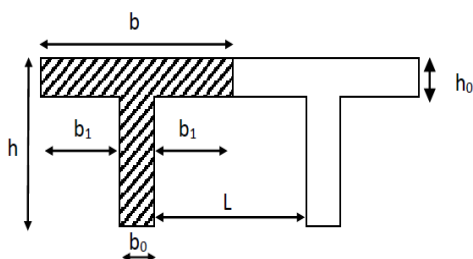


Figure III-3 : caractéristique géométrique de la section en T

$$b_1 = \begin{cases} b_1 \leq \frac{L-b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L_1}{10} \\ b_1 \leq \frac{L_1}{3} \end{cases}$$

Avec :

L : distance entre axe des poutrelles

$L_1$  : portée de la plus grande travée telle que  $L_1 = 3.80$  m (la travée la plus sollicitée)

b : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs

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

$b_1$  : est le débord

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

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

C = 2 cm (enrobage)

d = 18 cm (hauteur utile)

### III.2.3. Calcul de la poutrelle :

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

#### 1. Avant le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités (les poutres principales), elle travaille en flexion simple ; elle conçue de manière à supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est de  $0,95$  KN/m<sup>2</sup> et celui de l'ouvrier

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable c'est à dire la travée de plus grande

Longueur :  $L = 3.80$  m

##### a. Le chargement :

Poids propre de la poutrelle :  $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12$  KN/ml

Poids du corps creux :  $G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62$  KN/ml

Surcharge due à l'ouvrier : 1 KN/ml

- La charge permanente :  $G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74$  KN/ml
- La surcharge d'exploitation :  $Q = 1$  KN/ml

##### b. Ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue travée suivant les poutres secondaire)

- **Combinaison de charges :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (0.74) + 1.5 (1)$$

$$q_u = 0.999 + 1.5 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

- **Le moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.8 \times 3.8}{8} = 4.5125 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant à l'appui :**

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2.5 \times 3.8}{2} = 4.75 \text{ KN}$$

- **Calcul des armatures de la poutrelle :**

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

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

Calcul de  $\mu$  :

$$\text{On a : } f_{bu} = \frac{0.85 f_c 28}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{4.5 \times 1000000}{120 \times 20 \times 20 \times 14.2} = 6.602 \gg 0.392 \rightarrow \text{SDA}$$

On a :  $\mu = 6.602 \gg 0.392 \rightarrow \text{SDA}$

### Conclusion :

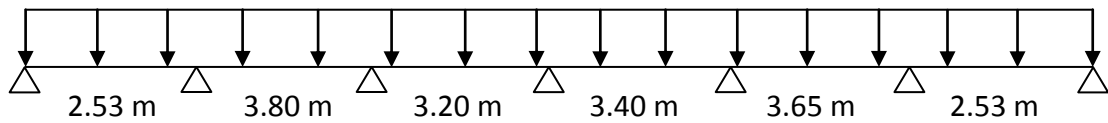
Les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section des poutrelles est très réduite il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais de 80 cm à 120 cm)

### 2. Après le coulage de la dalle de compression :

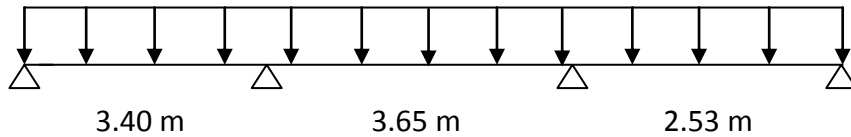
Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encadrée partiellement à ses extrémités. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

Les cas à étudier dans notre cas sont :

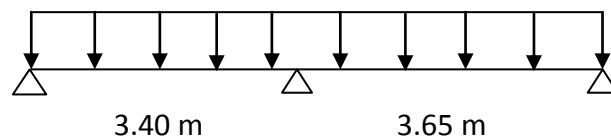
1<sup>er</sup> cas :



2<sup>ème</sup> cas :



3<sup>ème</sup> cas :



4<sup>ème</sup> cas :

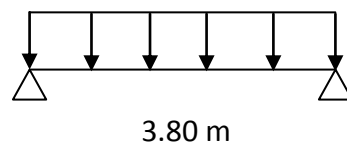


Figure III-4 : Schéma des poutrelles à étudier.

- **Chargement :**

Poids propre du plancher :  $G=5.46 \times 0.65=3.549$  KN/ml

Surcharge d'exploitation :  $Q=2.5 \times 0.65=1.625$  KN/ml

- **Combinaison des charges :**

ELU :  $q_u=1.35G+1.5Q = 1.35(3.549) + 1.5(1.625) = 7.23$  KN/ml

ELS :  $q_s=G+Q = 3.549+1.625 = 5.174$  KN/ml

### III.2.4. Choix de la méthode :

Les efforts internes sont déterminés selon le type de plancher, à l'aide l'une de ces méthodes :

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

- **Vérification de la méthode forfaitaire :**

Elle s'applique aux constructions dont les hypothèses suivantes sont vérifiées :

1. La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 KN ;  $Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN}\}$ .

On a :  $Q=1.625 \text{ KN/ml} \leq \max \{2(3.549) ; 5 \text{ KN}\}$ .

$Q=1.625 \text{ KN/ml} \leq \max \{7.098 ; 5 \text{ KN}\}$ .

$Q=1.625 \text{ KN/ml} < 7.098 \text{ KN/ml} \rightarrow \text{CV}$

2. Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées  $\rightarrow \text{CV}$

3. Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

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

$$\frac{2.53}{3.80} = 0.665 < 0.8 \rightarrow \text{condition non vérifié}$$

$$\frac{3.65}{2.53} = 1.442 > 1.25 \rightarrow \text{condition non vérifié}$$

4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

**Conclusion :** On ne peut pas appliquer la méthode forfaitaire pour tous les cas, donc on applique la méthode des trois moments.

- **Principe de la méthode des trois moments :**

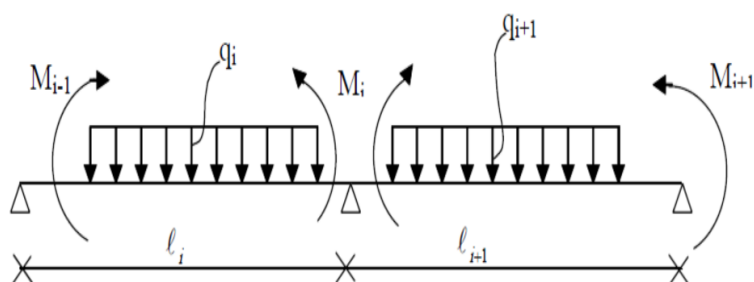


Figure III-5 : Méthode des trois moments.

### Les moments aux appuis :

$$\bullet M_{i-1} L_i + 2M_i (L_i + L_{i+1}) + M_{i+1} L_{i+1} = -6EI (W_i^g + W_i^d)$$

Avec:

$$W_i^g = Q_i \frac{L_i^3}{24EI} ; \quad W_i^d = Q_{i+1} \frac{L_{i+1}^3}{24EI+1}$$

$W_i^g$  ;  $W_i^d$  : respectivement les rotations à gauche et à droite de l'appui i.

$M_{i-1}$  ;  $M_i$  ;  $M_{i+1}$  : sont les moments aux appuis, i-1, i, i+1 respectivement.

### Les moments en travées :

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

$$\bullet M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{L_i}$$

Avec :

$$\bullet \mu(x) = q \frac{L_{i+1}}{2} x - q \frac{x^2}{2}$$

X : la position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné comme suit :

$$\bullet X = \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{qL_{i+1}}$$

### Les efforts tranchants :

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$\bullet T(x) = q \frac{L_i}{2} - qx + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

## III.2.5. Calcul des efforts internes :

### a. Calcul des moments aux appuis :

**1<sup>er</sup> cas :**

$$\text{Appuis } i = 0 \rightarrow 5.06M_0 + 2.53M_1 = -29.27$$

$$\text{Appuis } i = 1 \rightarrow 2.53M_0 + 12.66M_1 + 3.8M_2 = -128.45$$

$$\text{Appuis } i = 2 \rightarrow 3.8M_1 + 14M_2 + 3.2M_3 = -158.4$$

$$\text{Appuis } i = 3 \rightarrow 3.2M_2 + 13.2M_3 + 3.4M_4 = -130.26$$

$$\text{Appuis } i = 4 \rightarrow 3.4M_3 + 14.1M_4 + 3.65M_5 = -158.93$$

$$\text{Appuis } i = 5 \rightarrow 3.65M_4 + 12.36M_5 + 2.53M_6 = -77.16$$

$$\text{Appuis } i = 6 \rightarrow 2.53M_5 + 5.06M_6 = -29.27$$

### 2<sup>ème</sup> cas :

$$\text{Appuis } i = 0 \rightarrow 6.8M_0 + 3.4M_1 = -71.04$$

$$\text{Appuis } i = 1 \rightarrow 3.4M_0 + 14.1M_1 + 3.65M_2 = -158.93$$

$$\text{Appuis } i = 2 \rightarrow 3.65M_1 + 13.36M_2 + 2.53M_3 = -87.89$$

$$\text{Appuis } i = 3 \rightarrow 2.53M_2 + 5.06M_3 = -29.27$$

### 3<sup>ème</sup> cas :

$$\text{Appuis } i = 0 \rightarrow 6.8M_0 + 3.4M_1 = -71.04$$

$$\text{Appuis } i = 1 \rightarrow 3.4M_0 + 14.1M_1 + 3.65M_2 = -158.93$$

$$\text{Appuis } i = 2 \rightarrow 3.65M_1 + 7.3M_2 = -87.89$$

### 4<sup>ème</sup> cas :

$$\text{Appuis } i = 0 \rightarrow 7.6M_0 + 3.8M_1 = -99.18$$

$$\text{Appuis } i = 1 \rightarrow 3.8M_0 + 7.6M_1 = -99.18$$

La résolution de système d'équation nous donne les résultats suivants :

|                | 1 <sup>er</sup> cas | 2 <sup>ème</sup> cas | 3 <sup>ème</sup> cas | 4 <sup>ème</sup> cas |
|----------------|---------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| M <sub>0</sub> | -2.13               | -5.97                | -6.66                | -8.7                 |
| M <sub>1</sub> | -7.29               | -8.94                | -7.56                | -8.7                 |
| M <sub>2</sub> | -8.10               | -3.45                | -8.25                |                      |
| M <sub>3</sub> | -5.59               | -3.65                |                      |                      |
| M <sub>4</sub> | -9.23               |                      |                      |                      |
| M <sub>5</sub> | -2.67               |                      |                      |                      |
| M <sub>6</sub> | -4.44               |                      |                      |                      |

Tableau. III.1 : Moments aux appuis à l'ELU

**b. Calcul des moments en travées :****1<sup>er</sup> cas :**

$$X_{0-1} = 0.98 \text{ m} \rightarrow M_{0-1} = 1.39 \text{ KN.m}$$

$$X_{1-2} = 1.87 \text{ m} \rightarrow M_{1-2} = 5.39 \text{ KN.m}$$

$$X_{2-3} = 1.49 \text{ m} \rightarrow M_{2-3} = 2.29 \text{ KN.m}$$

$$X_{3-4} = 1.55 \text{ m} \rightarrow M_{3-4} = 3.12 \text{ KN.m}$$

$$X_{4-5} = 2.07 \text{ m} \rightarrow M_{4-5} = 6.32 \text{ KN.m}$$

$$X_{5-6} = 1.16 \text{ m} \rightarrow M_{5-6} = 2.27 \text{ KN.m}$$

**2<sup>ème</sup> cas :**

$$X_{0-1} = 1.57 \text{ m} \rightarrow M_{0-1} = 3.37 \text{ KN.m}$$

$$X_{1-2} = 2.03 \text{ m} \rightarrow M_{1-2} = 5.99 \text{ KN.m}$$

$$X_{2-3} = 1.25 \text{ m} \rightarrow M_{2-3} = 2.23 \text{ KN.m}$$

**3<sup>ème</sup> cas :**

$$X_{0-1} = 1.66 \text{ m} \rightarrow M_{0-1} = 3.33 \text{ KN.m}$$

$$X_{1-2} = 1.79 \text{ m} \rightarrow M_{1-2} = 4.13 \text{ KN.m}$$

**4<sup>ème</sup> cas :**

$$X_{0-1} = 1.90 \text{ m} \rightarrow M_{0-1} = 4.35 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène. Vue la faible résistance du béton à la traction qui peut provoquer la fissuration de la partie tendue, il faut effectuer les corrections suivantes :

- Augmentation de  $\frac{1}{3}$  pour le moment en travée.
- Diminution de  $\frac{1}{3}$  pour le moment aux appuis.

Diminution de  $\frac{1}{3}$  pour les moments aux appuis :

|                | 1 <sup>er</sup> cas | 2 <sup>ème</sup> cas | 3 <sup>ème</sup> cas | 4 <sup>ème</sup> cas |
|----------------|---------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| M <sub>0</sub> | -1.42               | -3.98                | -4.44                | -5.8                 |
| M <sub>1</sub> | -4.85               | -5.96                | -5.04                | -5.8                 |
| M <sub>2</sub> | -5.4                | -2.30                | -5.56                |                      |
| M <sub>3</sub> | -3.72               | -2.43                |                      |                      |
| M <sub>4</sub> | -6.15               |                      |                      |                      |
| M <sub>5</sub> | -1.78               |                      |                      |                      |
| M <sub>6</sub> | -2.96               |                      |                      |                      |

**Tableau. III.2 : Moments corrigés aux appuis à l'ELU**

Augmentation de  $\frac{1}{3}$  pour les moments en travées :

|                  | 1 <sup>er</sup> cas | 2 <sup>ème</sup> cas | 3 <sup>ème</sup> cas | 4 <sup>ème</sup> cas |
|------------------|---------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| M <sub>0-1</sub> | 1.85                | 4.49                 | 4.44                 | 5.8                  |
| M <sub>1-2</sub> | 7.18                | 7.98                 | 5.51                 |                      |
| M <sub>2-3</sub> | 3.05                | 2.97                 |                      |                      |
| M <sub>3-4</sub> | 4.16                |                      |                      |                      |
| M <sub>4-5</sub> | 8.42                |                      |                      |                      |
| M <sub>5-6</sub> | 3.02                |                      |                      |                      |

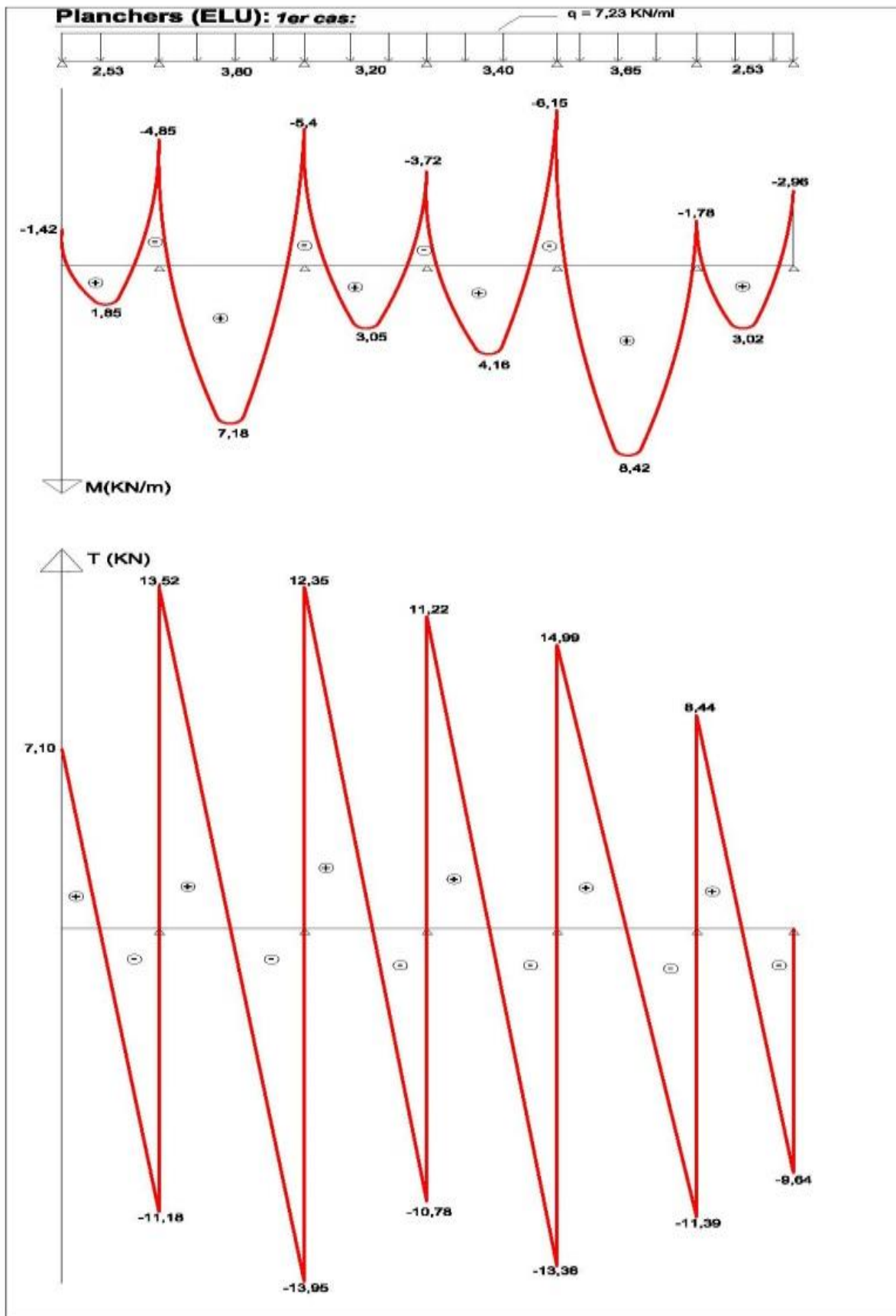
**Tableau. III.3 : Moments corrigés en travée à l'ELU**

**c. Calcul de l'effort tranchant :**

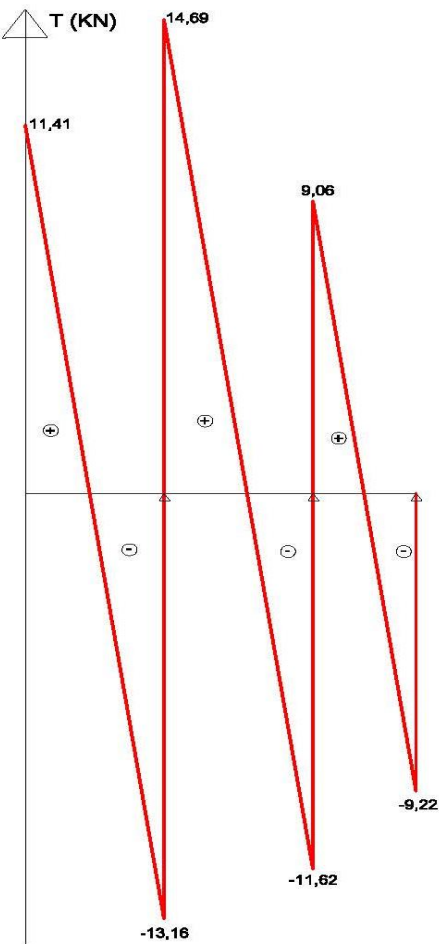
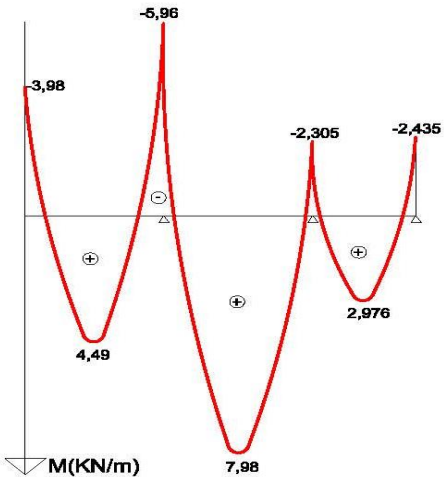
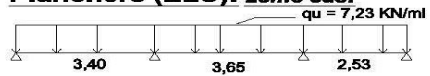
|                | 1 <sup>er</sup> cas | 2 <sup>ème</sup> cas | 3 <sup>ème</sup> cas | 4 <sup>ème</sup> cas |
|----------------|---------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| T <sub>0</sub> | 7.10                | 11.41                | 12.02                | 13.73                |
| T <sub>1</sub> | -11.18              | -13.16               | -12.55               | -13.73               |
| T <sub>1</sub> | 13.52               | 14.69                | 13.00                |                      |
| T <sub>2</sub> | -13.95              | -11.69               | -13.38               |                      |
| T <sub>2</sub> | 12.35               | 9.06                 |                      |                      |
| T <sub>3</sub> | -10.78              | -9.22                |                      |                      |
| T <sub>3</sub> | 11.22               |                      |                      |                      |
| T <sub>4</sub> | -13.36              |                      |                      |                      |
| T <sub>4</sub> | 14.99               |                      |                      |                      |
| T <sub>5</sub> | -11.39              |                      |                      |                      |
| T <sub>5</sub> | 8.44                |                      |                      |                      |
| T <sub>6</sub> | -9.84               |                      |                      |                      |

**Tableau. III.4 : efforts tranchants à l'ELU**

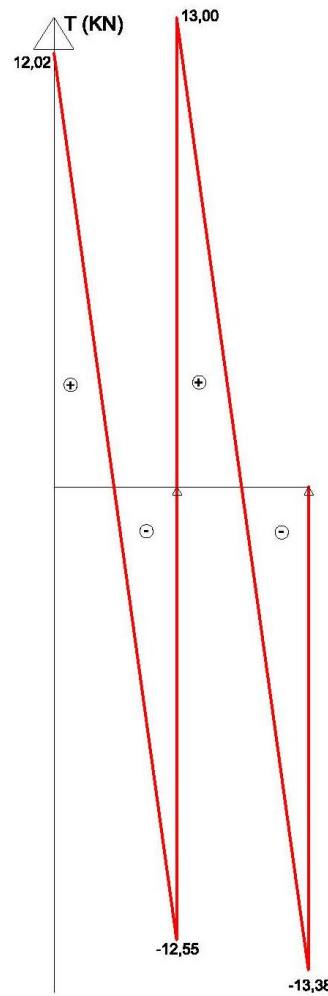
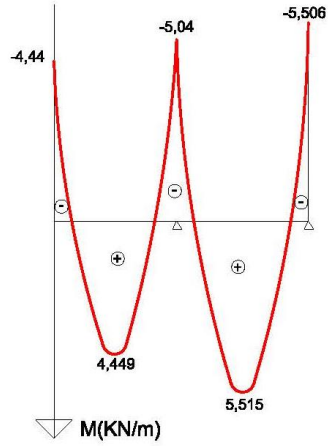
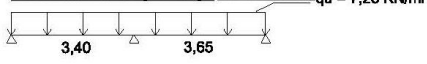
Diagrammes des efforts internes :



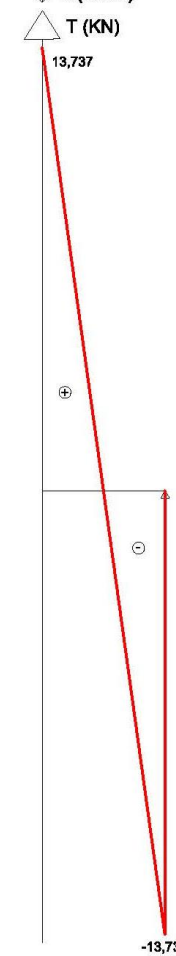
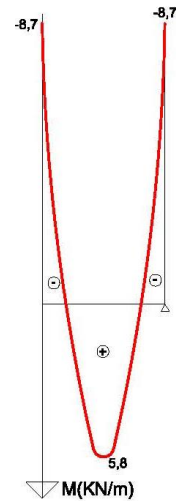
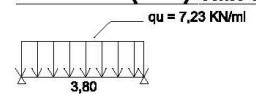
**Planchers (ELU): 2eme cas:**



**Planchers (ELU): 3eme cas:**



**Planchers (ELU): 4eme cas:**



**Conclusion :**

En terme de résultats, nous pouvons adoptés les valeurs suivantes :

$$M_t^{\max} = 8.42 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 6.15 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{\max} = 14.99 \text{ KN}$$

**III.2.6. Ferrailage à l'ELU :**

Le ferrailage sera calculé à l'ELU avec les moments max en travée et à l'appui, la poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b = 65 \text{ cm}, h = 20 \text{ cm}, b_0 = 12 \text{ cm}, h_0 = 4 \text{ cm}, c = 2 \text{ cm}, d = 18 \text{ cm}$$

**1. Calcul des armatures longitudinales :**

$$\text{En travée : } M_t^{\max} = 8.42 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la dalle de compression :

$$\bullet M^{\text{table}} = f_{bu} b h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M^{\text{table}} = 14.2 \times 10^3 \times 0.65 \times 0.04 \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M^{\text{table}} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$\text{On a : } M_t^{\max} = 8.42 \text{ KN.m} < M^{\text{table}} = 59.07 \text{ KN.m}$$

→ L'axe neutre est dans la table de compression, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (65x20) cm<sup>2</sup>

Calcul de  $\mu$  :

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{8.42 \times 1000000}{650 \times 180 \times 180 \times 14.2} = 0.028 < 0.392$$

$$\text{On a : } \mu = 0.028 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\text{A partir des abaques : } \mu = 0.028 \rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{8.42 \times 1000}{0.986 \times 18 \times 348} = 1.36 \text{ cm}^2$$

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

$$\text{Aux appuis : } M_a^{\max} = 6.15 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ )

Calcul de  $\mu$  :

$$\mu = \frac{Ma}{bd^2f_{bu}} = \frac{6.15 \times 1000000}{120 \times 180 \times 180 \times 14.2} = 0.111 < 0.392$$

On a :  $\mu = 0.111 < 0.392 \rightarrow$  SSA

A partir des abaques :  $\mu = 0.111 \rightarrow \beta = 0.940$

$$A_t = \frac{Mt}{\beta d \sigma_s} = \frac{6.15 \times 1000}{0.940 \times 18 \times 348} = 1.11 \text{ cm}^2$$

Soit : 2HA10 = 1.58 cm<sup>2</sup>

## 2. Calcul des armatures transversales :

$$\theta_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}; \theta_{\max} \right)$$

$$\theta_t \leq \min \left( \frac{200}{35}, \frac{120}{10}; 12 \right)$$

$$\theta_t \leq \min (5.71 ; 12 ; 12) \text{ mm} \rightarrow \theta_t = 5.7 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } A_t = 2\theta_8 = 1 \text{ cm}^2$$

## 3. Espacement des armatures :

$$S_t \leq \min (0.9d ; 40)$$

$$S_t \leq \min (0.9 \times 18 ; 40)$$

$$S_t \leq \min (16.2; 40) \rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

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

**Finalement :**

$$\text{En travée : } 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } 2\text{HA}10 = 1.58 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2\theta_{10} = 3.14 \text{ cm}^2$$

### III.2.7. Vérification à l'ELU :

➤ **La condition de non fragilité :**(Art : A.4.2, 1, BAEL91)

$$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0.23bdft_{28}}{f_e};$$

**Aux appuis :** on a :  $A_{\text{min}}^a = 0.26 \text{ cm}^2$

D'où :  $A_{\text{adoptée}} = 1.58 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$

**En travée ;** on a :  $A_{\text{min}}^t = 1.4 \text{ cm}^2$

D'où :  $A_{\text{adoptée}} = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.4 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{bd} < \tau; \text{ avec } : T_{\text{max}} = 19.44 \text{ KN}$$

Calcul de la contrainte de cisaillement admissible  $\tau$ :

$$\tau = \text{Min} \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau = \text{Min} \left( 0.2 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau = \text{Min} (3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa})$$

Donc :  $\tau = 3.33 \text{ MPa}$

Calcul de la contrainte de cisaillement  $\tau_u$  :

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{bd} = \frac{T_{\text{max}}}{bd} = \frac{14.99 \times 1000}{120 \times 180} = 0.69 \text{ MPa}$$

Donc :  $\tau_u = 0.69 \text{ MPa}$

$\rightarrow \tau_u = 0.69 \text{ MPa} < \tau = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$  (pas de risque de cisaillement)

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

$$\tau_u \leq \tau = \Psi_s f_{t28}$$

Avec :  $\tau = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\text{Et : } \tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{0.9d\Sigma U_i}$$

**En travée :**

$$\Sigma u_i = n \times \pi \times \varnothing = 2 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9d\Sigma U_i} = \frac{14.99 \times 1000}{0.9 \times 180 \times 113.04} = 0.818 \text{ MPa}$$

$$D'où : \tau_u = 0.818 \text{ MPa} \leq \tau = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

**Aux appuis :**

$$\Sigma u_i = n \times \pi \times \varnothing = 2 \times 3.14 \times 10 = 62.8 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9d\Sigma U_i} = \frac{14.99 \times 1000}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.47 \text{ MPa}$$

$$D'où : \tau_u = 1.47 \text{ MPa} \leq \tau = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

➤ **La longueur de scellement :**

$$L_s = \frac{\varnothing f_e}{4\tau_s} \text{ avec : } \tau_s = 0.6 \Psi S^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\varnothing 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \varnothing \text{ cm}$$

$$\text{En travée : } \varnothing = 12 \text{ mm} = 1.2 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } L_s = 35.27 \times 1.2 = 42.324 \text{ cm}$$

$$\text{Aux appuis : } \varnothing = 10 \text{ mm} = 1 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } L_s = 35.27 \times 1 = 35.27 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } L_s = 40 \text{ cm}$$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres sont ancrées ; alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée est hors crochet est  $l_c = 0.4l_s$

$$l_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant :**

- Sur le béton :

$$\text{On doit vérifier que : } V_u^{\max} < 0.4b_0 0.9d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{On a : } 0.4b_0 0.9d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 120 \times 0.9 \times 180 \times 10^{-3} \frac{25}{1.5} = 129.6 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } V_u^{\max} = 14.99 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

- Sur les armatures:

On doit vérifier que:  $A_{adoptée} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u^{max} + \frac{M_{max}}{0.9d} \right)$

### Appuis de rives :

$$A_{adoptée} \geq \frac{1.15}{400} \left( 14.99 \times 10^3 + \frac{6.15 \times 10^6}{0.9 \times 180} \right) = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptée} = 1.58 \text{ cm}^2 \geq 1.52 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

### Appuis intermédiaires :

$$A_{adoptée} \geq \frac{1.15}{400} \left( 14.99 \times 10^3 + \frac{8.42 \times 10^6}{0.9 \times 180} \right) = 1.92 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptée} = 2.35 \text{ cm}^2 \geq 1.92 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

### ➤ Ancrage des barres :

Pour les aciers hautes adhérences FeE400 et  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ , la longueur de scellement droit  $l_s$  est égale :  $l_s = 35\theta$

$$\text{Pour HA10 : } l_s = 35 \times 1.0 = 35 \text{ mm}$$

$$\text{Pour HA12 : } l_s = 35 \times 1.2 = 42 \text{ mm}$$

### III.2.8. Calcul à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient  $\frac{q_s}{q_u}$

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 7.23 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 5.174 \text{ KN/ml}$$

$$\text{D'où : } \frac{q_s}{q_u} = \frac{5.174}{7.23} = 0.72$$

**Calcul des moments fléchissant :****Moments aux appuis :**

|                | 1 <sup>er</sup> cas | 2 <sup>ème</sup> cas | 3 <sup>ème</sup> cas | 4 <sup>ème</sup> cas |
|----------------|---------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| M <sub>0</sub> | -1.02               | -2.86                | -3.19                | -4.17                |
| M <sub>1</sub> | -3.49               | -4.29                | -3.62                | -4.17                |
| M <sub>2</sub> | -3.88               | -1.65                | -3.96                |                      |
| M <sub>3</sub> | -2.67               | -1.75                |                      |                      |
| M <sub>4</sub> | -4.42               |                      |                      |                      |
| M <sub>5</sub> | -1.28               |                      |                      |                      |
| M <sub>6</sub> | -2.13               |                      |                      |                      |

**Tableau. III.5 : Moments aux appuis à l'ELS****Moments en travées :**

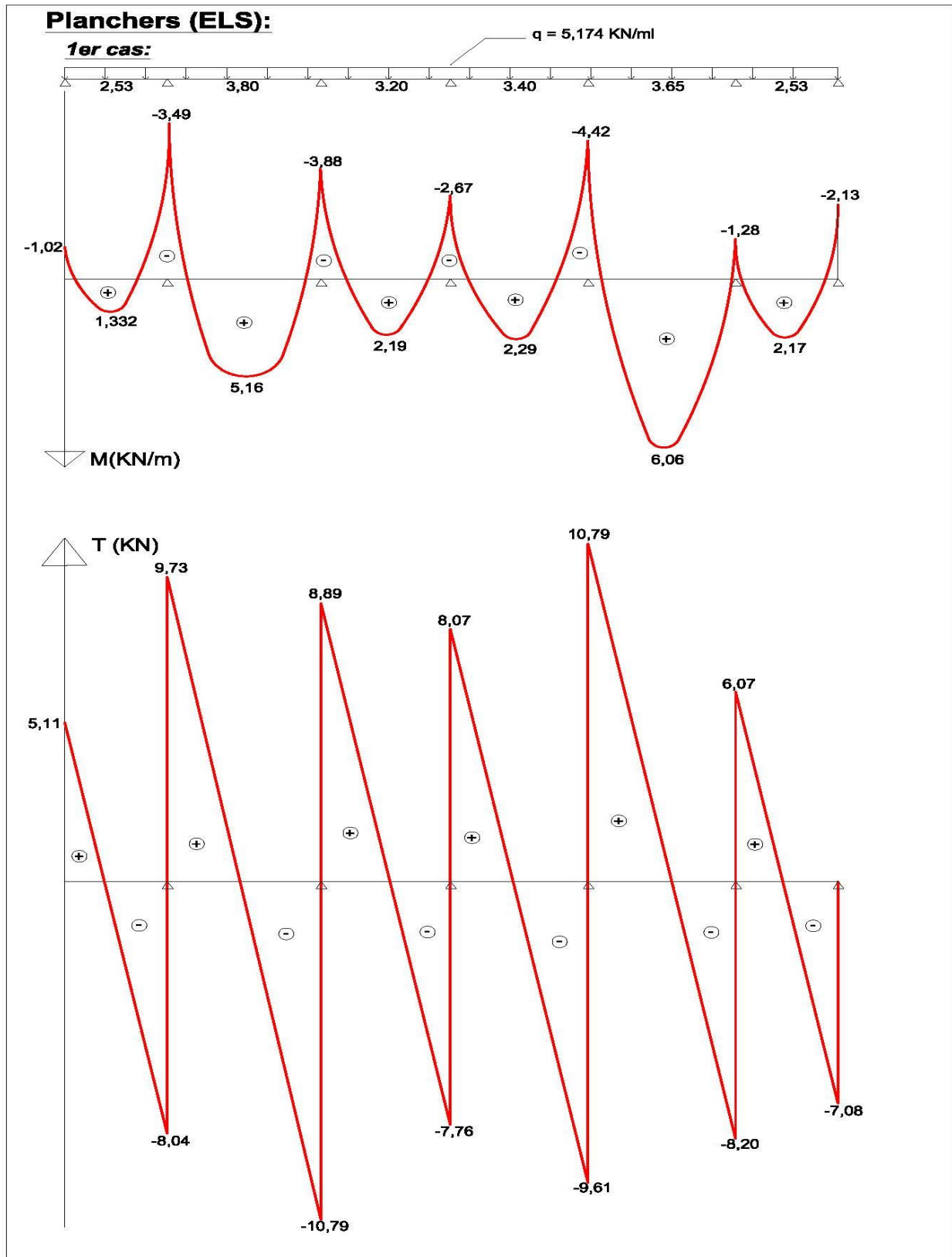
|                  | 1 <sup>er</sup> cas | 2 <sup>ème</sup> cas | 3 <sup>ème</sup> cas | 4 <sup>ème</sup> cas |
|------------------|---------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| M <sub>0-1</sub> | 1.332               | 3.23                 | 3.19                 | 4.17                 |
| M <sub>1-2</sub> | 5.16                | 5.74                 | 3.96                 |                      |
| M <sub>2-3</sub> | 2.19                | 2.13                 |                      |                      |
| M <sub>3-4</sub> | 2.29                |                      |                      |                      |
| M <sub>4-5</sub> | 6.06                |                      |                      |                      |
| M <sub>5-6</sub> | 2.17                |                      |                      |                      |

**Tableau. III.6 : Moments en travées à l'ELS****Efforts tranchants :**

|                | 1 <sup>er</sup> cas | 2 <sup>ème</sup> cas | 3 <sup>ème</sup> cas | 4 <sup>ème</sup> cas |
|----------------|---------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| T <sub>0</sub> | 5.11                | 8.21                 | 8.65                 | 9.89                 |
| T <sub>1</sub> | -8.04               | -9.47                | -9.03                | -9.89                |
| T <sub>1</sub> | 9.73                | 10.57                | 9.36                 |                      |
| T <sub>2</sub> | -10.04              | -8.41                | -9.63                |                      |
| T <sub>2</sub> | 8.89                | 6.52                 |                      |                      |
| T <sub>3</sub> | -7.76               | -6.63                |                      |                      |
| T <sub>3</sub> | 8.07                |                      |                      |                      |
| T <sub>4</sub> | -9.61               |                      |                      |                      |
| T <sub>4</sub> | 10.79               |                      |                      |                      |
| T <sub>5</sub> | -8.20               |                      |                      |                      |
| T <sub>5</sub> | 6.07                |                      |                      |                      |
| T <sub>6</sub> | -7.08               |                      |                      |                      |

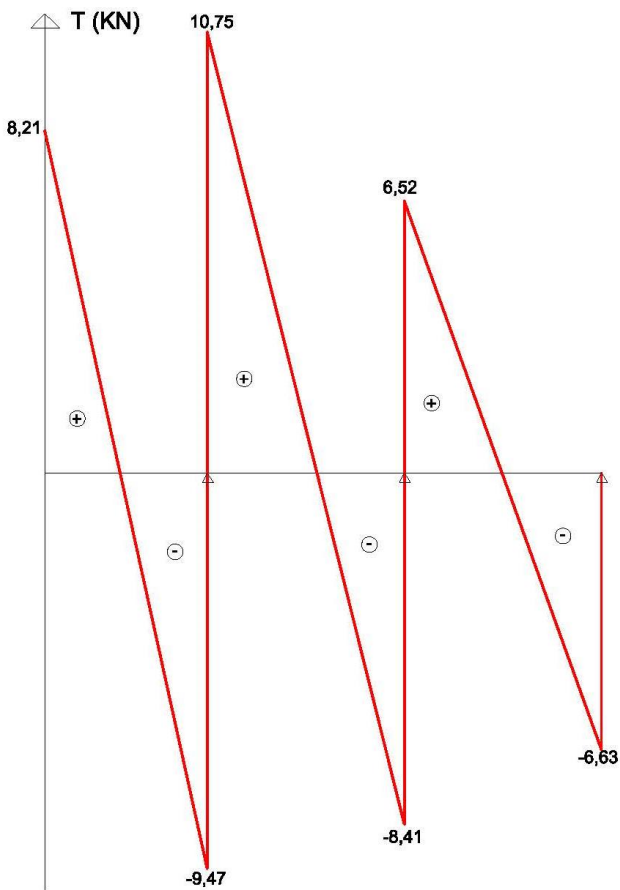
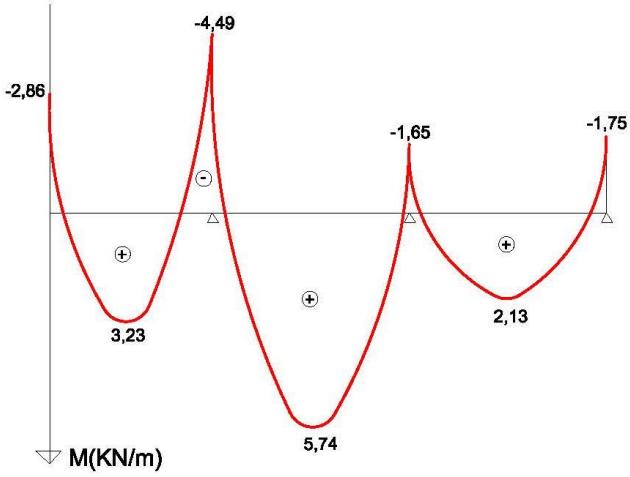
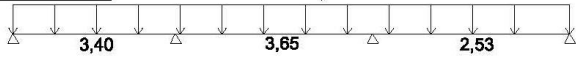
**Tableau. III.7 : efforts tranchants à l'ELS**

Diagrammes des efforts internes à l'ELS :



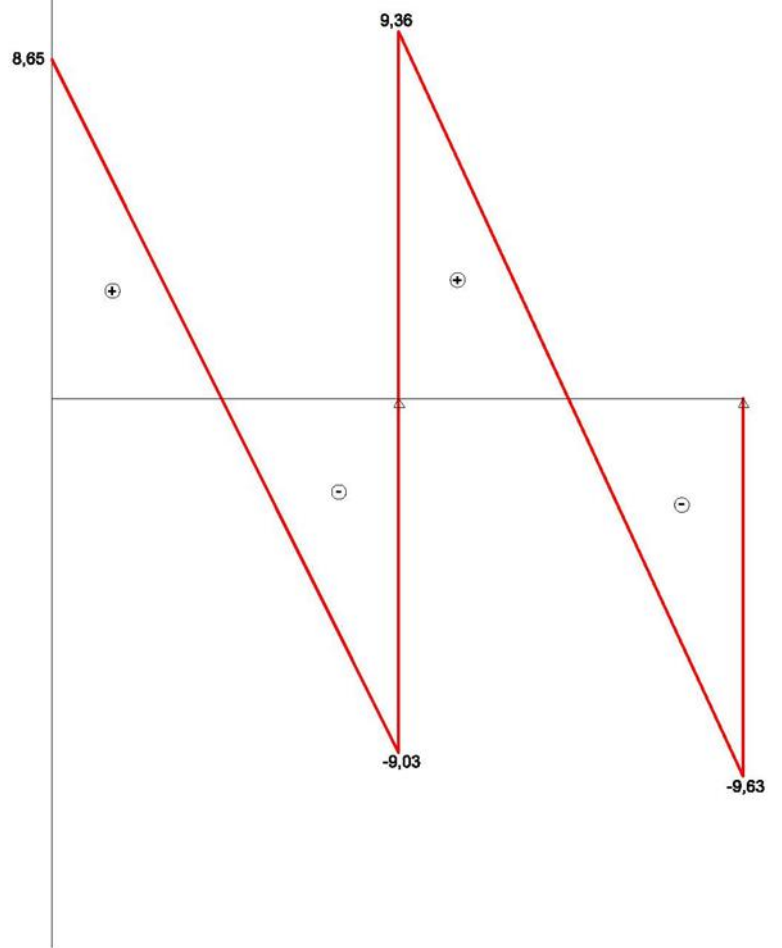
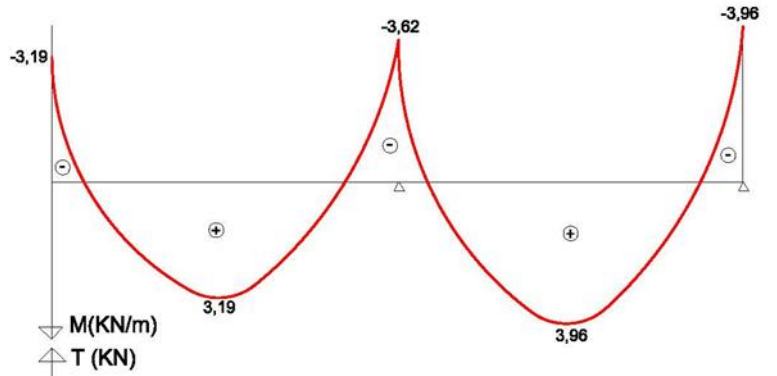
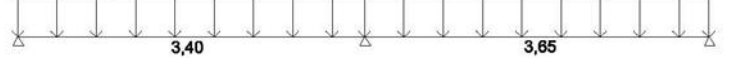
**Planchers (ELS):**  
**2eme cas:**

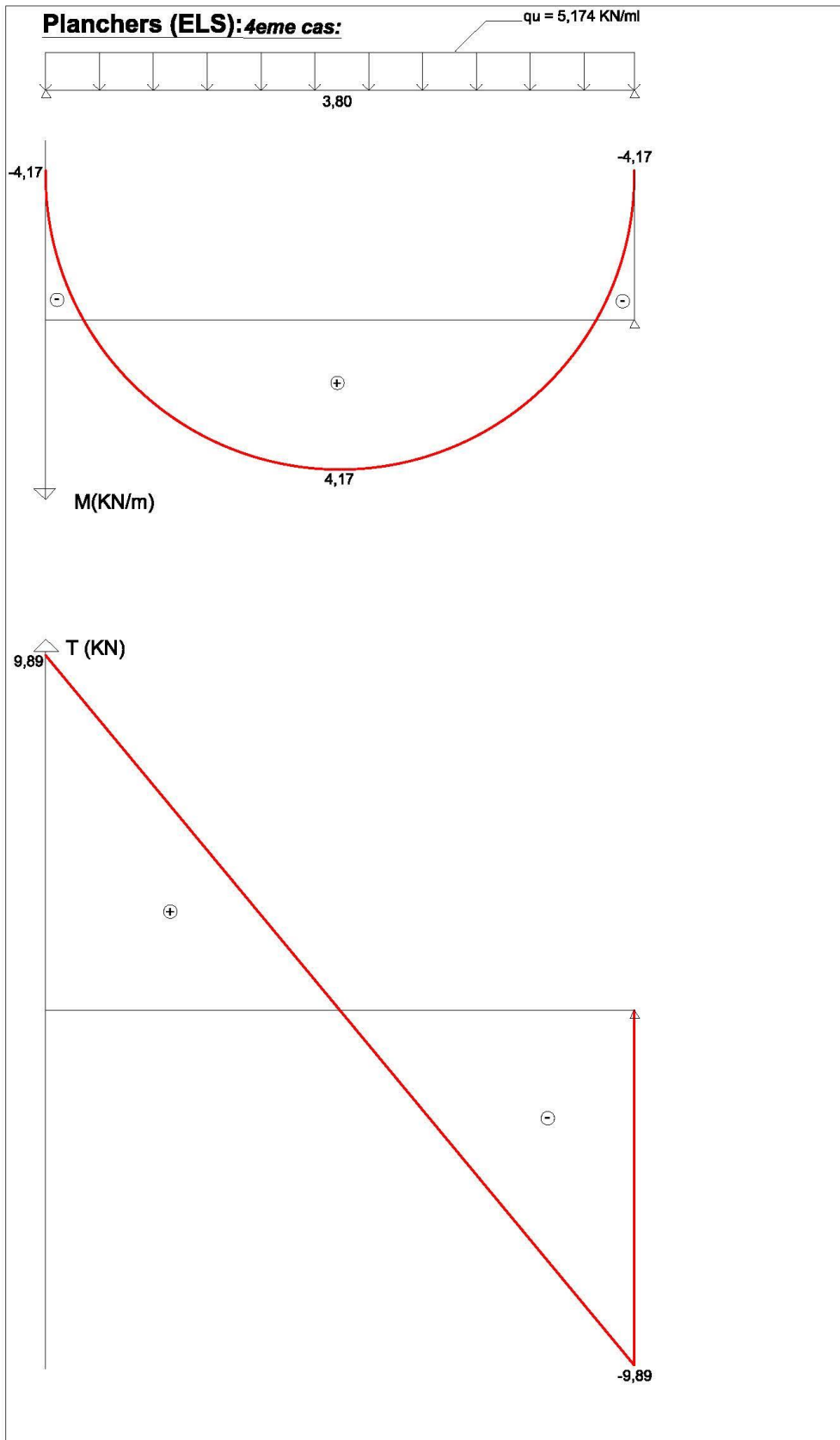
$qu = 5,174 \text{ KN/ml}$



**Planchers (ELS):**  
**3eme cas:**

$qu = 5,174 \text{ KN/ml}$





**Conclusion :**

$$M_t^{\max} = 4.55 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 6.06 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{\max} = 10.79 \text{ KN}$$

**III.2.9. Vérification à l'ELS :**➤ **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier si :  $\sigma_{bc} < \sigma$

$$\sigma_{bc} < \sigma = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

**Aux appuis :**  $M^a = 6.06 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100At}{bd} = \frac{100 \times 1.58}{12 \times 18} = 0.73$$

$$\rho = 0.73 \rightarrow K = 25.32 \rightarrow \beta = 0.876$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ma}{\beta d At} = \frac{6.06 \times 10^6}{0.876 \times 180 \times 158} = 243.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{243.24}{25.32} = 9.606 \text{ MPa}$$

D'où :  $\sigma_{bc} = 9.606 \text{ MPa} < \sigma = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$

**En travée :**  $M^t = 4.55 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100At}{bd} = \frac{100 \times 2.35}{65 \times 18} = 0.200$$

$$\rho = 0.200 \rightarrow K = 53.49 \rightarrow \beta = 0.927$$

$$\sigma_{st} = \frac{Mt}{\beta d At} = \frac{4.55 \times 10^6}{0.927 \times 180 \times 335} = 81.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{81.39}{53.49} = 1.52 \text{ MPa}$$

D'où :  $\sigma_{bc} = 1.52 \text{ MPa} < \sigma = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$

➤ **Etat limite de déformation :**

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 de la structure :

Lorsqu'il est prévu des intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les 3 conditions suivantes :

On a:  $A_s = 2.35\text{cm}^2$ ;  $L=3.8\text{ m}$ ;  $h=20\text{ cm}$ ;  $d=18\text{ cm}$ ;  $b_0=12\text{ cm}$ ;  $F_e=400\text{MPa}$

$$M_0 = \frac{qsl^2}{8} = \frac{5.174 \times 3.8^2}{8} = 9.33 \text{ KN.m}$$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{380} = 0.052 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \rightarrow \text{CV}$
- $\frac{A_s}{b_0d} < \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0108 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \text{CNV}$
- $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{20}{380} = 0.052 > \frac{4.55}{15 \times 9.33} = 0.032 \rightarrow \text{CV}$

La condition n'est pas vérifiée, alors on doit calculer la flèche.

$$\text{On doit vérifier que : } f = \frac{5 qsl^3}{348 E_0 I} \leq f^{\text{adm}} = \frac{L}{500} = \frac{3.8}{500} = 0.0076 \text{ m}$$

**Calcul des paramètres :**

- **La position de l'axe neutre :**

$$S_{xx} = b_0 \cdot h \cdot \frac{h}{2} + (b - b_0) h_0 \frac{h_0}{2} + (15 \cdot A_{st} \cdot d)$$

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

$$S_{xx} = 3458.5 \text{ cm}^3$$

- **L'aire de la section :**

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

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

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

- **Calcul  $Y_1$  et  $Y_2$ :**

$$Y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.09 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 20 - 7.09 = 12.91 \text{ cm}$$

- **Calcul du moment d'inertie:**

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (Y_1^3 + Y_2^3) + (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) h_0 \left(Y_1 - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15A_{st} (Y_2 - c)^2$$

$$I_0 = 20003.26 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des coefficients :  $\sigma$**

$$\checkmark \rho = \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.010$$

$$\checkmark \mu = \text{Max} \left( 1 - \frac{1.75 f_t 28}{(4 \rho \sigma) + f_t 28}; 0 \right)$$

$$\mu = \text{Max} \left( 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.01 \times 348) + 2.1}; 0 \right) = 0.77$$

$$\checkmark \lambda = \frac{0.02 f_t 28}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.01} = 1.64$$

$$\checkmark I_{FV} = \frac{1.1 I_0}{1 + (0.4 \mu + \lambda)} = \frac{1.1 \times 20003.25}{1 + (0.4 \times 0.77 + 1.64)} = 0.001 \text{ m}$$

$$D'où : f = 0.001 \text{ m} \leq f^{adm} = 0.0076 \text{ m} \rightarrow \text{CV}$$

### Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes pour le ferrailage des poutrelles ; d'où on adopte le même ferrailage pour tous les niveaux.

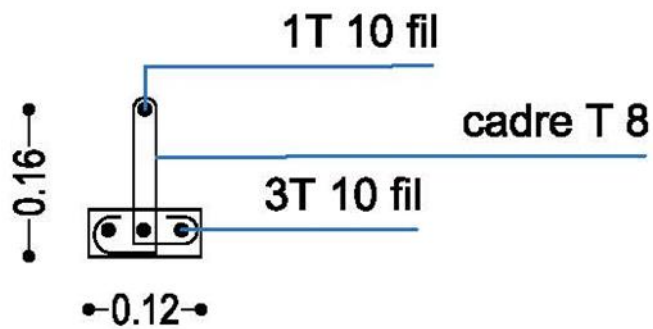
Armatures principales :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A^a = 2\text{HA}10 \\ \text{En travées : } A^t = 3\text{HA}10 \end{array} \right.$$

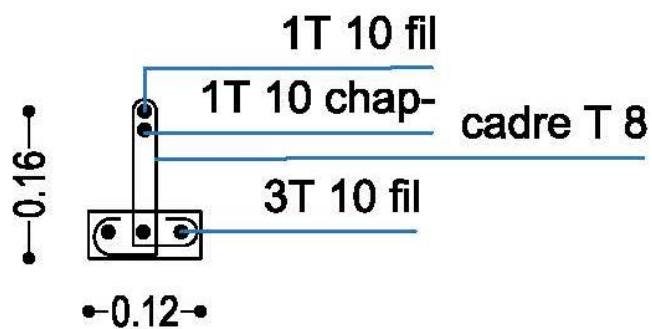
Armatures transversales :  $A_t = 2\text{HA}8$  (cadre + étrier) ;  $S_t = 15 \text{ cm}$

## Ferraillage des poutrelles

### Coupe A-A en travée



### Coupe A-A aux appuis



### III.3.LES ESCALIERS :

Un escalier est un élément vertical entre les différents étages de la structure, il est constitué d'une suite régulière de marche, de façon à assurer la circulation des personnes entre les niveaux en montant et en descendant. L'escalier peut comporter plusieurs volées, séparées par un ou plusieurs paliers de repos, il est assimilé dans le calcul à une poutre isostatique calculée à la flexion simple car il est soumis à son poids propre et aux surcharges.

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier en béton armé coulé sur place (escalier à deux volées avec un palier intermédiaire).

#### III.3.1.La terminologie :

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure suivante :

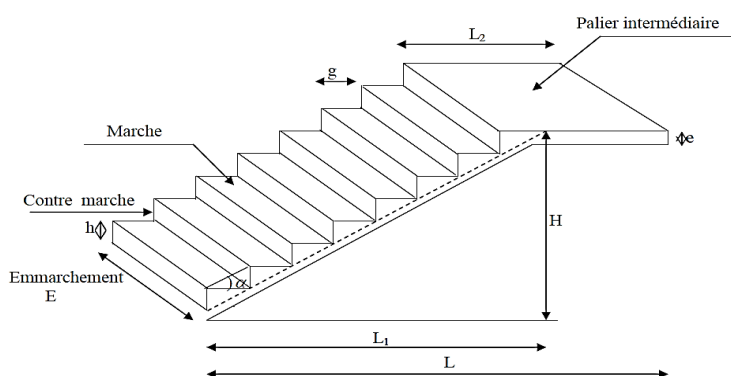


Figure III-6 :Schéma d'un escalier droit.

**La marche** : est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, ext

**La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de 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 28cm au minimum. Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est :  $2h + g = 59$  à  $64$ .

**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

**L'embranchement** : représente la largeur de la marche

**Escalier d'étage courant :****III.3.2. Le pré dimensionnement :**

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n)
- La hauteur de la marche (h), le giron (g)
- L'épaisseur de la paillasse (e)
- Giron (g)

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

$$60\text{cm} < g+2h < 66\text{cm}$$

$$14\text{cm} < h < 18\text{cm}$$

On prend h égal à 17 cm

**a. Calcul du nombre de contre marches :**

La hauteur de l'étage est 2.89m

$$n = \frac{H}{h}; \quad n = \frac{289}{17} = 17$$

On aura 17 contre marche entre chaque deux étage

On a deux volées ; Donc :

$$n = 8 \text{ pour la } 1^{\text{er}} \text{ volée}$$

$$n = 9 \text{ pour la } 2^{\text{eme}} \text{ volée}$$

Nous on prend le palier avec 9 contre marche

$$n = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marches}$$

**b. Calcul du nombre de marches :**

Le nombre de marche est pris comme suite  $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$  marches

**c. Calcul de la hauteur de là contre marche :**

$$h = \frac{H}{n} = 17 \text{ cm} ; \text{ d'où :}$$

$$\text{Pour la } 1^{\text{er}} \text{ volée } h = 136 \text{ m}$$

$$\text{Pour la } 2^{\text{eme}} \text{ volée } h = 153 \text{ m}$$

**d. Calcul de la hauteur du giron :**

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

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

L : La longueur du linge foulé

**e. Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$1) 14 \text{ cm} < h < 18 \text{ cm}$$

On a:  $h = 17 \text{ cm}$

$$2) 60 \text{ cm} < g+2h < 66 \text{ cm}$$

$$60 < 30 + (2 \times 17) < 66 \text{ cm}$$

On a :  $60 < 64 \text{ cm} < 66 \text{ cm}$

La condition est vérifiée ; donc l'escalier est confort

La ligne de foulée représente la trajectoire que suivra une personne empruntant l'escalier ; sa longueur est :

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

**f. dimensionnement du palier :**

$$e_p = \frac{l}{10} = \frac{135}{10} = 13.5 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend: } e_p = 15 \text{ cm}$$

**g. dimensionnement de la pailasse :**

Le pré dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités et dont l'épaisseur de la pailasse et du palier ( $e_p$ ) doit vérifier :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

$L$  : longueur réelle de la pailasse et du palier (entre appuis) :  $L = L' + L_2$

$L_1$  : longueur de la pailasse projetée

$L_2$  : longueur du palier

$$\text{Tg} \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0.6375$$

D'où  $\alpha = 32.51^\circ$

$$\text{Cos } \alpha = \frac{L_1}{L'} \rightarrow L' = \frac{L_1}{\text{cos} \alpha} = \frac{240}{\text{cos} 32.51} = 284.59 \text{ cm}$$

$$L = L' + L_2 \rightarrow 284.59 + 115 = 404.59 \text{ cm}$$

Avec ;  $L$  : la longueur de la pailasse

Donc ; l'épaisseur de pailasse est :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$$

$$\frac{404.59}{30} \leq e_p \leq \frac{404.59}{20}$$

$$13.48 \text{ cm} \leq e_p \leq 20.22 \text{ cm}$$

D'où l'épaisseur de la paillasse est de  $e_p = 18 \text{ cm}$

### III.3.3. Détermination des charges et surcharges :

Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'emmarchement et une bande de 1m de Projection horizontale de la volée. En considérons une poutre simplement appuyée en flexion simple

#### a. Charges permanentes :

##### Le revêtement :

Carrelage :  $0.02 \times 1 \times 22 = 0.44$

Mortier de pose :  $0.02 \times 1 \times 22 = 0.44$

Lit de sable :  $0.02 \times 1 \times 18 = 0.36$

Enduit en plâtre :  $0.02 \times 1 \times 10 = 0.20$

$$G_{\text{revt}} = 0.44 + 0.44 + 0.36 + 0.2 = 1.44 \text{ KN/m}^2$$

##### La paillasse :

Poids propre de paillasse :

$$25 \times 0.18 \times \frac{1}{\cos \alpha} = 5.34 \text{ KN/ml}$$

Poids de la marche :

$$25 \times \frac{0.17}{2} = 2.125 \text{ KN/ml}$$

Poids de revêtements :  $1.44 \text{ KN/ml}$

Poids du garde-corps :  $0.2$

$$G_{\text{paillasse}} = 5.34 + 2.125 + 1.44 + 0.2 = 9.105 \text{ KN/m}^2$$

##### Le palier :

Poids propre du palier :

$$25 \times 0.18 = 4.5 \text{ KN/ml}$$

Poids de revêtements :  $1.44 \text{ KN/ml}$

$$G_{\text{palier}} = 4.5 + 1.44 = 5.94 \text{ KN/m}^2$$

### b. Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers est donnée par le DTR B.C. 2.2 est  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

### III.3.4. Calcul a l'ELU :

#### a. Combinaison des charges :

La paillasse :  $q_{u1} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 9.10 + 1.5 \times 2.5 = 16.035 \text{ KN/m}^2$

Le palier :  $q_{u2} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.94 + 1.5 \times 2.5 = 11.76 \text{ KN/m}^2$

#### b. Schéma statique à ELU :

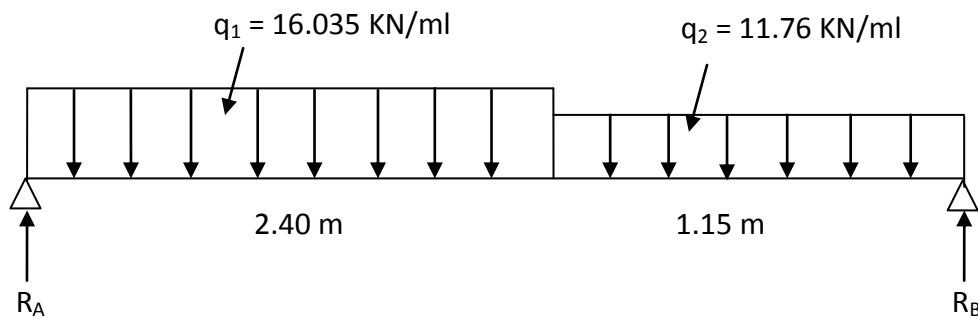


Figure III-7 : Schéma statique d'escalier à l'ELU.

#### Réaction d'appui :

$$\sum F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B - q_{u1} \times L_1 - q_{u2} \times L_2 = 0$$

$$R_A + R_B = q_{u1} \times L_1 + q_{u2} \times L_2$$

$$R_A + R_B = 16.035 \times 2.4 + 11.76 \times 1.15 = 38.48 + 13.52$$

$$R_A + R_B = 52 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow R_B \times L = q_{u1} \times L_1 \left(\frac{L_1}{2}\right) + q_{u2} \times L_2 \left(\frac{L_2}{2} + L_1\right)$$

$$R_B \times 3.55 = 16.035 \times 2.4 \times \frac{2.4}{2} + 11.76 \times 1.15 \left(\frac{1.15}{2} + 2.4\right)$$

$$R_B \times 3.55 = 46.18 + 40.23 = 86.41$$

$$R_B = \frac{86.41}{3.55} = 24.34 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } R_A = 52 - 24.34 = 27.66 \text{ KN}$$

Finalement :

$$R_A = 27.66 \text{ KN et } R_B = 24.34 \text{ KN}$$

**Calcul de l'effort tranchant :**

| Tronçon      | Equation   | X (m) | T <sub>y</sub> (KN) |
|--------------|--|-------|---------------------|
| 0 ≤ X ≤ 2.4  | R <sub>A</sub> - q <sub>1</sub> x<br>27.66 - 16.035x | 0     | 27.66               |
|              |  | 2.4   | -10.81              |
| 0 ≤ X ≤ 1.15 | q <sub>2</sub> x - R <sub>B</sub><br>11.76x - 24.34  | 0     | -24.34              |
|              |  | 1.15  | -10.81              |

**Tableau. III.8 : efforts tranchants de l'escalier à l'ELU**

**Calcul du moment fléchissant :**

| Tronçon      | Equation  | X (m) | T <sub>y</sub> (KN) |
|--------------|---|-------|---------------------|
| 0 ≤ X ≤ 2.4  | R <sub>A</sub> x - (q <sub>1</sub> .x <sup>2</sup> ) / 2<br>27.66x - (16.035.x <sup>2</sup> ) / 2 | 0     | 0                   |
|              |   | 2.4   | 20.21               |
| 0 ≤ X ≤ 1.15 | R <sub>B</sub> x - (q <sub>2</sub> .x <sup>2</sup> ) / 2<br>24.34x - (11.76.x <sup>2</sup> ) / 2  | 0     | 0                   |
|              |   | 1.15  | 20.21               |

**Tableau. III.9 : moments fléchissant de l'escalier à l'ELU**

**La valeur maximale du moment M(z) :**

$$T_y = 0 \rightarrow M_z = M_{\max}$$

$$T_y = 0 \rightarrow R_A - q_1 x \rightarrow 27.66 - 16.035x = 0$$

Donc x = 1,72 m

$$M_z = 0 \rightarrow R_A x - (q_1 \cdot x^2) / 2 \rightarrow 27.66 (1.72) - (16.035 \times 1.72^2) / 2$$

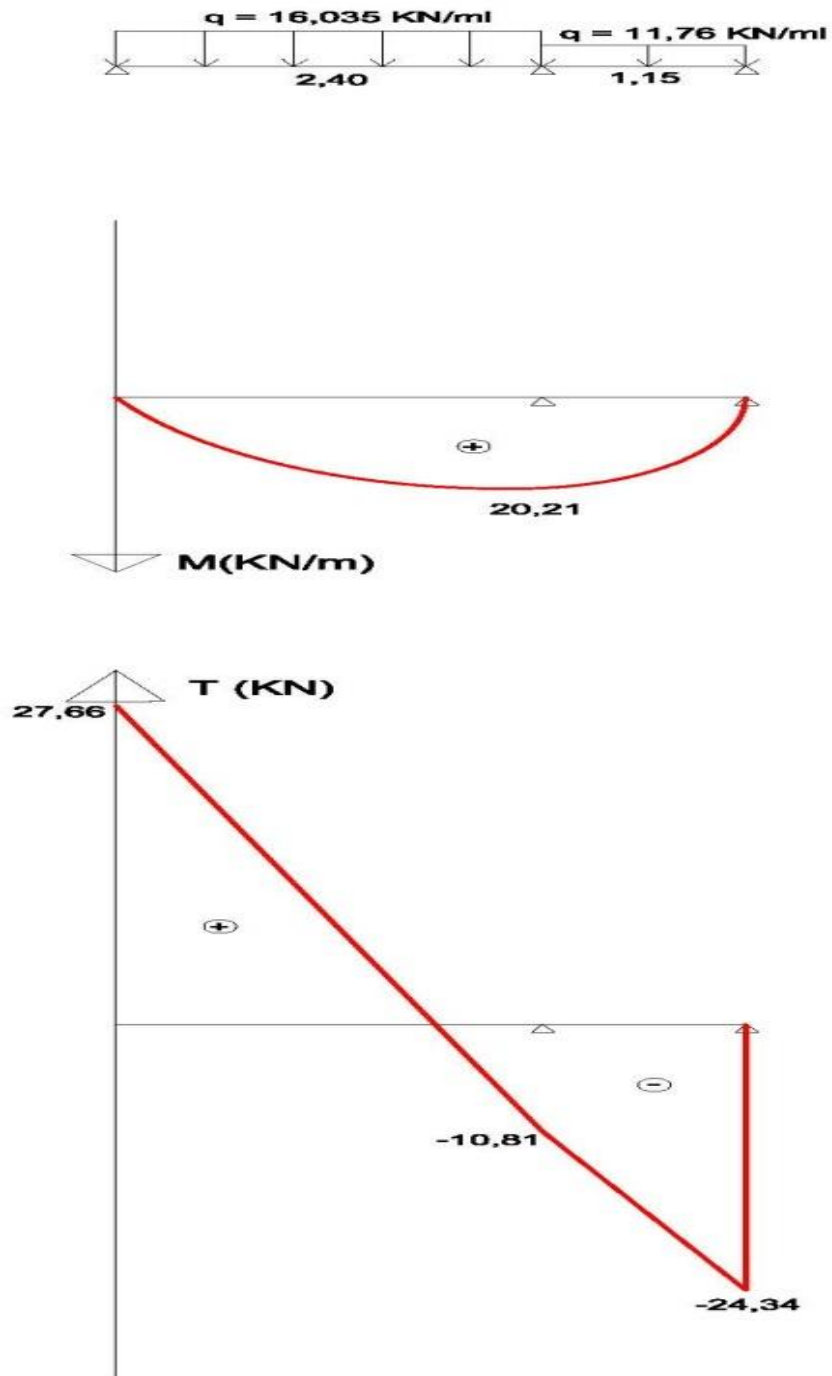
$$M_z^{\max} = 23.86 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a^{\max} = -0.3 M_z^{\max} = -0.3 \times 23.86 = -7.158 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t^{\max} = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 23.86 = 20.28 \text{ KN.m}$$

Diagramme des efforts internes :

**Escalier étage courant (ELU):**



**c. Calcul des armatures :**

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à une flexion simple pour une bande de 1m, en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont :

$$B = 1\text{m} = 100\text{ cm}; c = 2\text{ cm}; h = 18\text{ cm}$$

$$h = d + c \rightarrow d = h - c = 18 - 2 = 16\text{ cm}$$

➤ **En travée :**  $M_t^{\text{max}} = 20.28\text{ KN.m}$

**Armatures principales :**

$$F_{bc} = \frac{0.85fc28}{\theta\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2\text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{t\text{max}}}{bd^2f_{bu}} = \frac{20.28 \times 1000}{100 \times 16 \times 16 \times 14.2} = 0.055 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.055 \rightarrow \beta = 0.971$$

$$A_t = \frac{M_{t\text{max}}}{\beta d \sigma_s} = \frac{20.28 \times 1000}{0.971 \times 16 \times 348} = 3.751\text{ cm}^2$$

Soit : 5HA10 = 3.92 cm<sup>2</sup> ; avec un espacement de  $S_t = 20\text{ cm}$

**Armatures de répartition :**

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

Soit : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup> ; avec un espacement de  $S_t = 25\text{ cm}$

➤ **Aux appuis :**  $M_a^{\text{max}} = 7.158\text{ KN.m}$

**Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}} = \frac{7.158 \times 1000}{100 \times 16 \times 16 \times 14.2} = 0.019 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.019 \rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_t = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{7.158 \times 1000}{0.990 \times 16 \times 348} = 1.29\text{ cm}^2$$

Soit : 5HA8 = 2.51 cm<sup>2</sup> ; avec un espacement de  $S_t = 20\text{ cm}$

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.62\text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup> ; avec un espacement de  $S_t = 25\text{ cm}$

### III.3.5. Vérification à l'ELU :

➤ **Vérification de non fragilité :**

$$A_{st} \geq A_{min} = \text{Max} \left( \frac{B}{1000} ; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{st} \geq A_{min} = \text{Max} \left( \frac{100 \times 16}{1000} ; 0.23 \times 100 \times 16 \frac{2.1}{400} \right)$$

$$A_{st} \geq A_{min} = \text{Max} (1.6 ; 1.93)$$

$$A_{st} \geq A_{min} = 1.93 \text{ cm}^2$$

**En travée :**  $A_{st} = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.93 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$

**Aux appuis :**  $A_{st} = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.93 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$

➤ **Espacement des barres :**

Armatures principales :  $S_t \leq \text{Min} (3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

**En travée :**  $S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$

**Aux appuis :**  $S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$

Armatures de répartition :  $S_t \leq \text{Min} (4h ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$

**En travée :**  $S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$

**Aux appuis :**  $S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$

➤ **Vérification de l'effort tranchant-contrainte de cisaillement :**  
(Art A 5.1, 2/BAEL 91)

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} < \tau ; \text{ avec : } T_{max} = 27.66 \text{ KN}$$

Calcul de la contrainte de cisaillement admissible  $\tau$ :

$$\tau = \text{Min} \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau = \text{Min} \left( 0.2 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau = \text{Min} (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa})$$

Donc :  $\tau = 3.33 \text{ MPa}$

Calcul de la contrainte de cisaillement  $\tau_u$  :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{27.66 \times 1000}{1000 \times 160} = 0.172 \text{ MPa}$$

Donc :  $\tau_u = 0.172 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0.172 \text{ MPa} < \tau = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV (pas de risque de cisaillement)}$$

Les armatures ne sont pas nécessaires ; le béton peut prendre seul l'effort tranchant

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

Influence de l'effort sur le béton :

$$\frac{2T_u}{0.9db} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{On a : } \frac{2T_u}{0.9db} = \frac{2 \times 27.66 \times 1000}{0.9 \times 1000 \times 160} = 0.38 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } \frac{2T_u}{0.9db} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow 0.38 \text{ MPa} \leq 13.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

Influence de l'effort sur les armatures :

$$A_{\min} \geq A_s = \frac{\gamma_s V_s}{f_e}$$

$$A_s = \frac{\gamma_s V_s}{f_e} = \frac{1.15 \times 27.66 \times 1000}{400} = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où : } A_{\min} = 1.93 \text{ cm}^2 \geq A_s = \frac{\gamma_s V_s}{f_e} = 0.97 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton :**

$$\tau_u \leq \tau = \Psi_s f_{t28}$$

$$\text{Avec : } \tau = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9d \Sigma U_i}$$

**En travée :**

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3.14 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9d \Sigma U_i} = \frac{27.66 \times 1000}{0.9 \times 160 \times 157} = 1.223 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } \tau_u = 1.223 \text{ MPa} \leq \tau = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

**Aux appuis :**

$$\Sigma u_i = n \times \pi \times \varnothing = 5 \times 3.14 \times 8 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9d\Sigma U_i} = \frac{27.66 \times 1000}{0.9 \times 160 \times 125.6} = 1.529 \text{ MPa}$$

$$D'o\grave{u} : \tau_u = 1.529 \text{ MPa} \leq \tau = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

➤ **La longueur de scellement :**

$$L_s = \frac{\varnothing f_e}{4\tau_s} \text{ avec : } \tau_s = 0.6 \Psi s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\varnothing 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \varnothing \text{ cm}$$

**En travée :**  $\varnothing = 10 \text{ mm} = 1 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } L_s = 35.27 \times 1 = 35.27 \text{ cm}$$

**III.3.6. Calcul à l'ELS :****a. Combinaison des charges :**

$$q_s = (G+Q) \times 1 \text{ m}$$

$$\text{La paillasse : } q_{s1} = G+Q = (9.10+2.5) \times 1 \text{ m} = 11.6 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Le palier : } q_{s2} = G + Q = (5.94 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 8.44 \text{ KN/ml}$$

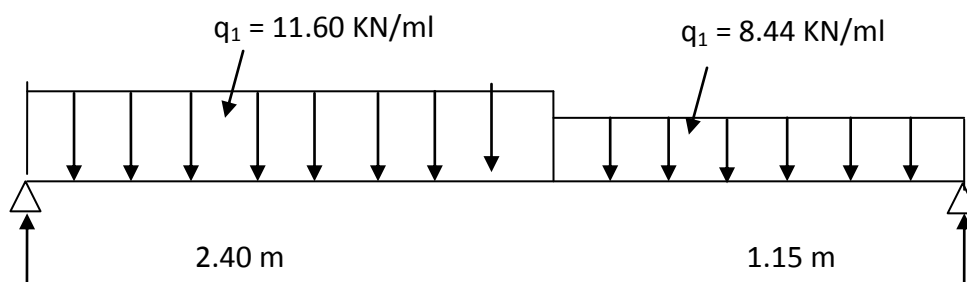
**b. Schéma statique :**

Figure III-8 : Schéma statique d'escalier à l'ELS.

**Réaction d'appui :**

$$\Sigma F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B - q_{u1} \times L_1 - q_{u2} \times L_2 = 0$$

$$R_A + R_B = q_{u1} \times L_1 + q_{u2} \times L_2$$

$$R_A + R_B = 11.66 \times 2.4 + 8.44 \times 1.15 = 27.84 + 9.706$$

$$R_A + R_B = 37.54 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow R_B \times L = q_{u1} \times L_1 \left(\frac{L_1}{2}\right) + q_{u2} \times L_2 \left(\frac{L_2}{2} + L_1\right)$$

$$R_B \times 3.55 = 11.6 \times 2.4 \times \frac{2.4}{2} + 8.44 \times 1.15 \left(\frac{1.15}{2} + 2.4\right)$$

$$R_B \times 3.55 = 33.408 + 13.394 = 46.802$$

$$R_B = \frac{46.802}{3.55} = 13.18 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } R_A = 37.54 - 13.18 = 24.36 \text{ KN}$$

Finalement :

$$R_A = 24.36 \text{ KN et } R_B = 13.18 \text{ KN}$$

**Calcul de l'effort tranchant :**

| Tronçon      | Equation   | X (m) | T <sub>y</sub> (KN) |
|--------------|--|-------|---------------------|
| 0 ≤ X ≤ 2.4  | R <sub>A</sub> - q <sub>1</sub> x<br>24.36 - 11.6x | 0     | 24.36               |
|              |  | 2.4   | -3.48               |
| 0 ≤ X ≤ 1.15 | q <sub>2</sub> x - R <sub>B</sub><br>8.44x - 13.18 | 0     | -13.18              |
|              |  | 1.15  | -3.48               |

**Tableau. III.10 : efforts tranchants de l'escalier à l'ELS**

**Calcul du moment fléchissant :**

| Tronçon      | Equation  | X (m) | T <sub>y</sub> (KN) |
|--------------|---|-------|---------------------|
| 0 ≤ X ≤ 2.4  | R <sub>A</sub> x - (q <sub>1</sub> .x <sup>2</sup> ) / 2<br>24.36x - (11.6.x <sup>2</sup> ) / 2 | 0     | 0                   |
|              |   | 2.4   | 25.05               |
| 0 ≤ X ≤ 1.15 | R <sub>B</sub> x - (q <sub>2</sub> .x <sup>2</sup> ) / 2<br>13.18x - (8.44.x <sup>2</sup> ) / 2 | 0     | 0                   |
|              |   | 1.15  | 9.58                |

**Tableau. III.11 : moments fléchissant de l'escalier à l'ELS**

**La valeur maximale du moment  $M(z)$  :**

$$T_y=0 \rightarrow M_z=M_{\max}$$

$$T_y=0 \rightarrow R_A - q_1 x \rightarrow 24.36 - 11.6x = 0$$

$$\text{Donc } x = 2.1 \text{ m}$$

$$M_z=0 \rightarrow R_A x - (q_1 \cdot x^2) / 2 \rightarrow 24.36 (2.1) - (11.6 \times 2.1^2) / 2$$

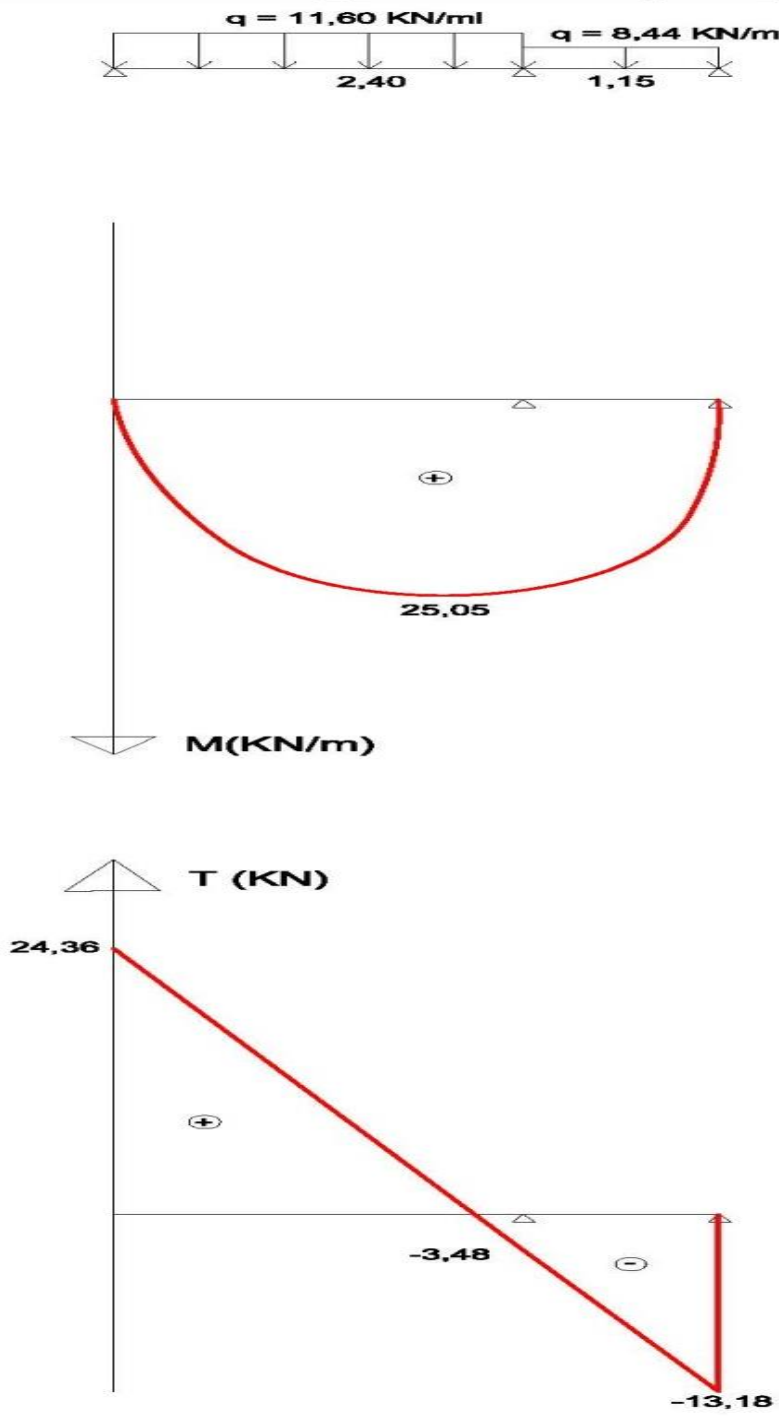
$$M_z^{\max} = 25.57 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a^{\max} = -0.3 M_z^{\max} = -0.3 \times 25.57 = -7.67 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t^{\max} = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 25.57 = 21.73 \text{ KN.m}$$

Diagramme des efforts internes :

**Escalier étage courant (ELS):**



### III.3.7. Vérification à l'ELS :

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

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

➤ **Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier :**

La fissuration est peu nuisible donc on doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \sigma = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$E\sigma_{st} < \sigma = 400 \text{ MPa}$$

**Aux appuis :**  $M^a = 7.67 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 16} = 0.15$$

$$\rho = 0.15 \rightarrow K = 19.01 \rightarrow \beta = 0.853$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ma}{\beta I_d A_t} = \frac{7.67 \times 1000}{0.853 \times 16 \times 2.51} = 223.89 \text{ MPa}$$

D'ou:  $\sigma_{st} = 223.89 \text{ MPa} < \sigma = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st}; \text{ avec: } K = \frac{1}{K} = \frac{1}{19.01} = 0.052$$

$$\sigma_{bc} = 0.052 \times 223.89 = 11.64 \text{ MPa}$$

D'ou:  $\sigma_{bc} = 11.64 \text{ MPa} < \sigma = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$

**En travée :**  $M^t = 21.73 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 16} = 0.24$$

$$\rho = 0.24 \rightarrow K = 48.29 \rightarrow \beta = 0.921$$

$$\sigma_{st} = \frac{Mt}{\beta I_d A_t} = \frac{21.73 \times 1000}{0.921 \times 16 \times 3.92} = 376.17 \text{ MPa}$$

D'ou:  $\sigma_{st} = 376.17 \text{ MPa} < \sigma = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st}; \text{ avec: } K = \frac{1}{K} = \frac{1}{48.29} = 0.02$$

$$\sigma_{bc} = 0.02 \times 376.17 = 7.52 \text{ MPa}$$

D'ou:  $\sigma_{bc} = 7.52 \text{ MPa} < \sigma = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$

### ➤ Etat limite de déformation : (la flèche)

Les règles (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99) précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS le calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- $\frac{A}{bd} \geq \frac{4.2}{f_e}$

Avec :

$h$  : la hauteur totale ;  $h = 18$  cm

$L$  : la portée entre nus d'appuis ;  $L = 3.55$  m

$M_t$  : moment max en travée ;

$A$  : la section des armatures

$b$  : longueur de la section  $L^4$

$$\text{On a : } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{18}{355} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.06 \rightarrow \text{CV}$$

La condition n'est pas vérifiée ; donc on doit calculer la flèche

### Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5qsl^4}{384E_vI} \leq f^{\text{bar}} = \frac{l}{500}$$

$M_s$  : Moment fléchissant maximal a l'ELS

$E_v$ : module de déformation différé  $\rightarrow E_v = 3700^3 \sqrt{f_c 28} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818.86$  MPa

$I_0$ : moment d'inertie ;  $I_0 = \frac{b}{3}(V_1^2 + V_2^2) + 15(V_2 - C)^2$

$$\text{On a : } V_1 = \frac{S_{xx}}{B}$$

Avec:  $S_{xx}$  : moment statique ;  $S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t d = \frac{100 \times 18 \times 18}{2} + 15 \times 3.92 \times 16 = 17140.8$  cm<sup>2</sup>

$B$  : la surface homogène ;  $B = bxh + 15A_t = 100 \times 18 + 15 \times 3.92 = 1858.8$  cm<sup>2</sup>

$$\text{D'où : } V_1 = \frac{S_{xx}}{B} = \frac{17140.8}{1858.8} = 9.22 \text{ cm}$$

$$\text{Et } V_2 = h - V_1 = 18 - 9.22 = 8.78 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } I_0 = \frac{100}{3}(9.22^2 + 8.78^2) + 15(8.78 - 2)^2 = 51390.061 \text{ cm}^4$$

Finalement :

$$f = \frac{5qsl^4}{384E_vI} = \frac{511.6 \times 10 \times 355 \times 4}{384 \times 10818.86 \times 100 \times 51390.061} = 0.43 \text{ cm} \leq f^{\text{bar}} = \frac{l}{500} = \frac{355}{500} = 0.71 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$$

L'escalier sera ferrailé comme suit :

**En travée :**

Armatures principales :  $A^t = 5HA10$

Espacement :  $S_t = 20$  cm

Armatures de répartition : 4HA8

Espacement :  $S_t = 25$  cm

**Aux appuis :**

Armatures principales :  $A^a = 5HA8$

Espacement :  $S_t = 20$  cm

Armatures de répartition : 4HA8

Espacement :  $S_t = 25$  cm

### III.4.LA POUTRE PALIERE :

#### Etage courant :

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre et la réaction de la paillasse, semi encastrée à ses extrémités dans les poteaux ; sa portée est de 3.40 m (la longueur libre entre nus d'appuis)

#### III.4.1. Pré dimensionnement de la poutre :

##### a. La hauteur :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{340}{15} \leq h_t \leq \frac{340}{10} \rightarrow 22.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 34 \text{ cm}$$

On prend :  $h_t = 35 \text{ cm}$  (min du RPA est de 30 cm)

##### b. La largeur :

##### c.

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \rightarrow 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On prend :  $b = 25 \text{ cm}$  (min du RPA est de 25 cm)

Donc la poutre palière a pour dimensions :  $(bxh) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$

#### III.4.2. Calcul des charges :

##### a. Les charges permanentes :

Poids propre de la poutre :  $G = 25 \times 0.25 \times 0.35 = 2.19 \text{ KN/ml}$

Réaction du palier à l'ELU :  $R_b^u = 24.34 \text{ KN/ml}$

Réaction du palier à l'ELS :  $R_b^s = 13.18 \text{ KN/ml}$

##### b. Combinaison des charges à l'ELU :

$$q_u = 1.35G + R_b^u = 1.35 \times 2.19 + 24.34 = 27.29 \text{ KN/ml}$$

##### c. Calcul des efforts internes :

. Réaction d'appui:  $R_A = R_B = \frac{q_l l}{2} = \frac{27.29 \times 3.4}{2} = 46.39 \text{ KN}$

. Effort tranchant :  $T_{(x)} = R_A - qx = 46.39 - 27.29x$

Pour :  $x=0 \rightarrow T_{(x)} = 46.39 \text{ KN}$

Pour :  $x=3.4 \text{ m} \rightarrow T_{(x)} = -46.39 \text{ KN}$

. Moment fléchissant:  $M_0 = M_{\max} = \frac{q_l l^2}{8} = \frac{27.29 \times 3.4^2}{8} = 39.43 \text{ KN.m}$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement :

$$M^{\text{appui}} = -0.3M_0 = -0.3 \times 39.43 = -11.82 \text{ KN.m}$$

$$M^{\text{travée}} = 0.85M_0 = 0.85 \times 39.43 = 33.51 \text{ KN.m}$$

Schéma statique de la poutre palière à l'ELU :

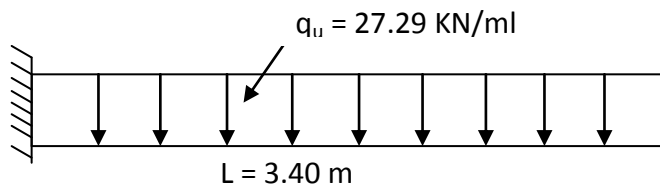
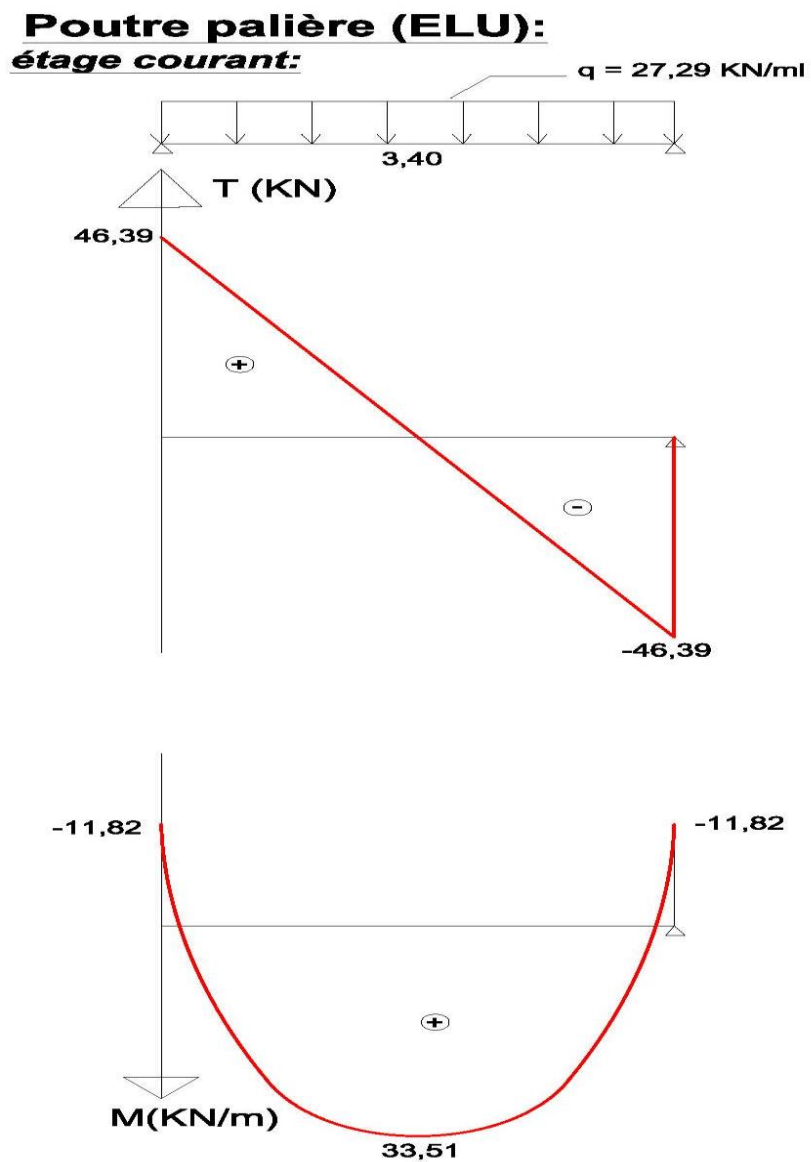


Figure III.9 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.

. Diagramme des efforts internes :



**d. Calcul des armatures :**

On a:  $b=25$  cm;  $c=3$  cm;  $h=35$  cm;  $d=32$  cm

➤ **Aux appuis :**  $M^a = 11.82$  KN.m

**Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{bd^2f_{bu}} = \frac{11.82 \times 1000}{25 \times 32 \times 32 \times 14.2} = 0.032 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.032 \rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{11.82 \times 1000}{0.984 \times 32 \times 348} = 1.078 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**  $M_t^{\max} = 33.51$  KN.m

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{bd^2f_{bu}} = \frac{33.51 \times 1000}{25 \times 32 \times 32 \times 14.2} = 0.092 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.092 \rightarrow \beta = 0.952$$

$$A_t = \frac{M_{tmax}}{\beta d \sigma_s} = \frac{33.51 \times 1000}{0.952 \times 32 \times 348} = 3.16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

➤ **Le RPA exige que :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0.5% en toute section, donc :

$$3.39 + 4.62 = 8.01 \text{ cm}^2 > \frac{0.5bh}{100} = 4.375 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit 4% en zone courante, donc

$$3.39 + 4.62 = 8.01 \text{ cm}^2 < \frac{4bh}{100} = 35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

**III.4.3. Vérification à l'ELU :**

➤ **Condition de non fragilité (A.4.2, 1 BAEL 91) :**

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$A_s \geq 0.23bd \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_s \geq 0.23 \times 25 \times 32 \frac{2.1}{400} = 0.966$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.966 \rightarrow \text{CV}$$

$$A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > 0.966 \rightarrow \text{CV}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant (A.5.1.21 BAEL 91) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \tau ; \text{ avec : } V_u = 46.39 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{46.39 \times 1000}{250 \times 320} = 0.579 \text{ MPa}$$

$$\tau = \min \left( 0.5 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau = \min (2.5 ; 4) \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa}$$

D'où :  $\tau_u = 0.579 \text{ MPa} \leq \tau = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$

Donc ; il n'y a aucun risque de cisaillement

➤ **Influence l'effort tranchant au voisinage des appuis : (A.5.1.313 BAEL 91)**

$V \leq V_u$  ; avec :

$$V_u = 0.4 f_{c28} 0.9 d \frac{b}{\gamma_s} = 0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 0.32 \frac{0.25}{1.15} = 626.086 \text{ KN}$$

$$V = 46.39 \text{ KN}$$

$$V = 46.39 \text{ KN} \leq V_u = 626.086 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

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

Quand toutes les barres sont de même diamètre et, soit groupées en paquets égaux, la formule devient :

$$\tau_u \leq \tau = \Psi_s f_{t28}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9 d \Sigma U_i}$$

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.07 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{46.39 \times 1000}{0.9 \times 320 \times 150.7} = 1.06 \text{ MPa}$$

$$\tau = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.06 \text{ MPa} \leq \tau = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

La condition est vérifiée ; donc il n'y a pas aucun risque d'entraînement des barres

➤ **Ancrage des barres aux appuis : (A.6.1.23 BAEL91)**

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_s} \text{ avec } : \tau_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.328 \text{ cm}$$

Donc ; on adopte  $L_s = 50 \text{ cm}$

Les armatures comportent des crochets :  $L_a = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$

➤ **Les armatures transversales : (A.7.2,2 BAEL 91)**

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\varnothing_t \leq \min \left( \varnothing; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) = \min (12 ; 10 ; 25) = 10 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre de  $\varnothing 8$

Donc, on adopte  $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$  (un cadre + étrier  $\varnothing 8$ )

➤ **Espacement des barres : (A.5.1, 22BAEL 91)**

$$S_t \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) = \min (28.8; 40 \text{ cm}) = 28.8 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_t \geq 0.003bS_t \rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0.003b} = \frac{2.01}{0.003 \times 25} = 26.8 \text{ cm}$$

Donc :  $S_t = 25 \text{ cm}$

**En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\varnothing \right) = \min (8.75; 14.4 \text{ cm}) = 8.75 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 8 \text{ cm}$

**En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = 17.5 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 15 \text{ cm}$

### III.4.4. Calcul à l'ELS:

a. **Combinaison des charges :**

$$q_s = G + R_b^s = 2.19 + 13.18 = 15.37 \text{ KN/ml}$$

b. **Calcul des efforts internes :**

. **Réaction d'appui:**  $R_A = R_B = \frac{q l}{2} = \frac{15.37 \times 3.4}{2} = 26.12 \text{ KN}$

. **Effort tranchant :**  $T_{(x)} = R_A - qx = 26.12 - 15.37x$

Pour :  $x = 0 \rightarrow T_{(x)} = 26.12 \text{ KN}$

Pour :  $x = 3.4 \text{ m} \rightarrow T_{(x)} = -26.12 \text{ KN}$

. **Moment fléchissant:**  $M_0 = M_{\max} = \frac{q l^2}{8} = \frac{15.37 \times 3.4^2}{8} = 22.209 \text{ KN.m}$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement :

$$M^{\text{appui}} = -0.3M_0 = -0.3 \times 22.209 = -6.66 \text{ KN.m}$$

$$M^{\text{travée}} = 0.85M_0 = 0.85 \times 22.209 = 18.87 \text{ KN.m}$$

Schéma statique de la poutre palière à l'ELS :

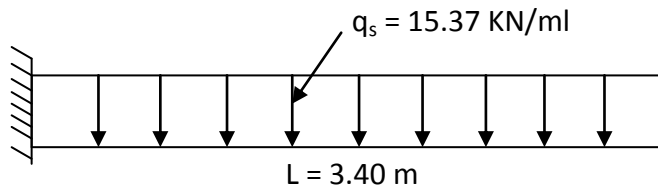
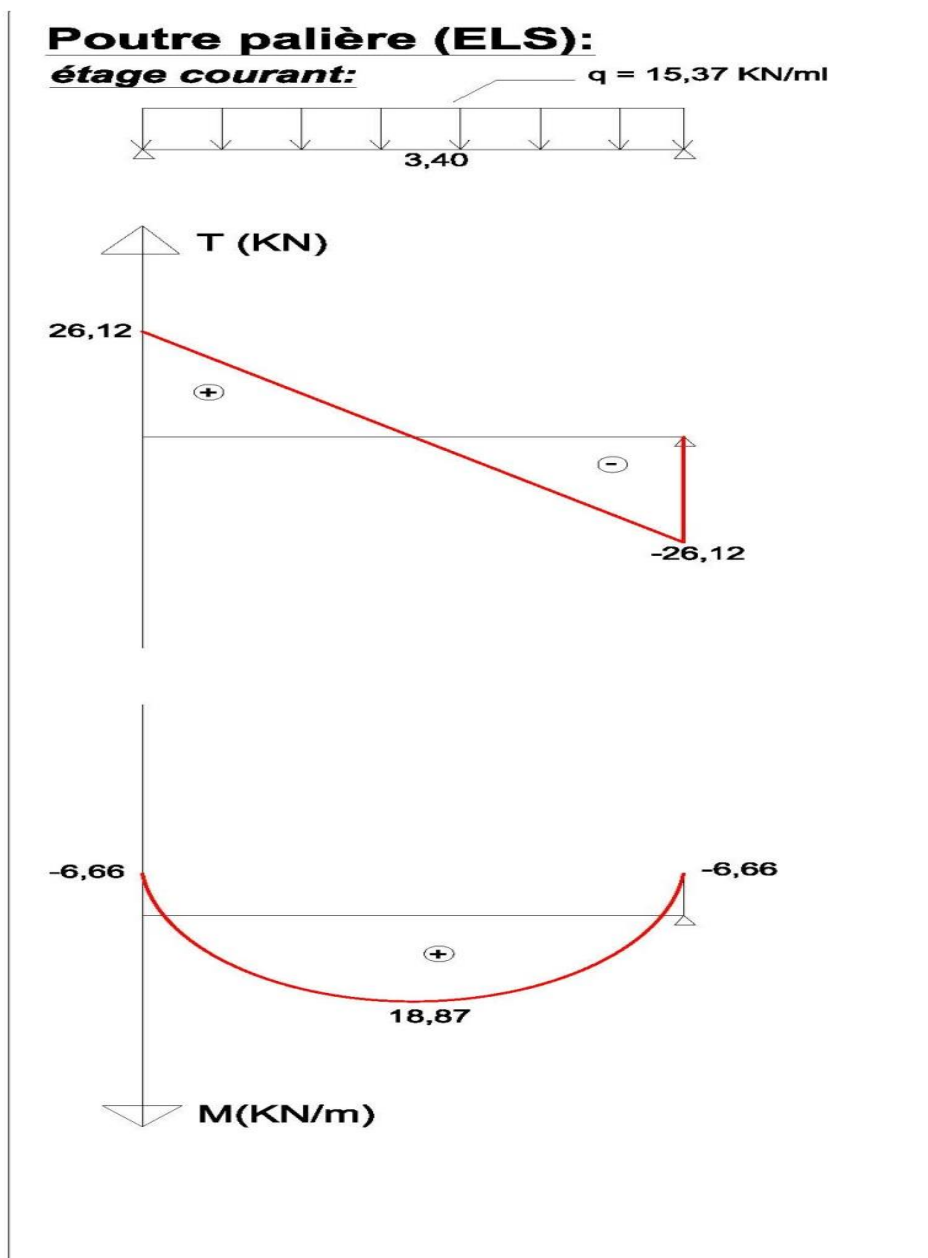


Figure III.10 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS.

. Diagramme des efforts internes :



### III.4.5. Vérification à l'ELS :

➤ **Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier :**

La fissuration est peu nuisible donc on doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \sigma = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

En travée:  $M^t = 18.87 \text{ KN.m}$

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est :  $A_t = 4.52 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 32} = 0.577$$

$$\rho = 0.577 \rightarrow K = 29.25 \rightarrow \beta = 0.887$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta d A_t} = \frac{18.87 \times 1000}{0.887 \times 32 \times 4.62} = 143.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{143.89}{29.25} = 4.91 \text{ MPa}$$

D'ou:  $\sigma_{bc} = 4.91 \text{ MPa} < \sigma = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$

Aux appuis :  $M^a = 6.66 \text{ KN.m}$

La section d'armatures adoptée à l'ELU aux appuis est :  $A_a = 3.39 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 32} = 0.423$$

$$\rho = 0.423 \rightarrow K = 35 \rightarrow \beta = 0.9$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta d A_t} = \frac{6.66 \times 1000}{0.900 \times 32 \times 3.39} = 68.21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{68.21}{35} = 1.94 \text{ MPa}$$

D'ou:  $\sigma_{bc} = 1.94 \text{ MPa} < \sigma = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$

**Conclusion :** Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors il est inutile de vérifier

➤ **Vérification de la flèche : (B.6.5, 2 BAEL 91)**

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible.

Les règles de BAEL (Art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$1) \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{35}{340} = 0.102 > \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow CV$$

$$2) \frac{h}{L} > \frac{Mt}{10M_0} \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{35}{340} = 0.102 > \frac{Mt}{10M_0} = \frac{18.87}{10 \times 22.209} = 0.084 \rightarrow CV$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.20}{f_e} \rightarrow \frac{A}{bd} = \frac{4.52}{25 \times 32} = 0.00565 \leq \frac{4.20}{400} = 0.0105 \rightarrow CV$$

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

**Calcul d'escalier du sous sol1 :****a. Calcul du nombre de contre marches :**

La hauteur du sous sol1 est 4.50 m

$$n = \frac{H}{h}; \quad n = \frac{450}{18} = 25$$

On aura deux volées ; Donc :

$n = 13$  pour la 1<sup>er</sup> volée

$n = 12$  pour la 2<sup>eme</sup> volée

Nous on prend le palier avec 13 contre marche

**b. Calcul du nombre de marches :**

Le nombre de marche est pris comme suite  $m = n - 1 = 13 - 1 = 12$  marches

**c. Calcul de la hauteur totale des contre marche :**

$$h = \frac{H}{n} = \frac{450}{25} = 18 \text{ cm}; \text{ d'où:}$$

$$H = 13 \times 0.18 = 234 \text{ m} \quad \text{Pour la 1}^{\text{ere}} \text{ volée}$$

$$H = 12 \times 0.18 = 216 \text{ m} \quad \text{Pour la 2}^{\text{eme}} \text{ volée}$$

**d. Calcul de la hauteur du giron :**

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{336}{12} = 28 \text{ cm}$$

$$g = 28 \text{ cm.}$$

L : La longueur du linge foulé

**d. Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$1) \quad 14 \text{ cm} < h < 18 \text{ cm}$$

$$\text{On a: } h = 18 \text{ cm}$$

$$2) \quad 60 \text{ cm} < g+2h < 66 \text{ cm}$$

$$60 < 28 + (2 \times 18) < 66 \text{ cm}$$

$$\text{On a : } 60 < 64 \text{ cm} < 66 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée ; donc l'escalier est confort

La ligne de foulée représente la trajectoire que suivra une personne empruntant l'escalier ; sa longueur est :

$$L = g(n-1) = 28(13-1) = 336 \text{ cm}$$

**e. Dimensionnement du palier :**

$$e_p = \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend: } e_p = 15 \text{ cm}$$

**g. dimensionnement de la paillasse :**

Le pré dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur ces deux Extrémités et d'où l'épaisseur de la paillasse et du palier ( $e_p$ ) doit vérifier :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} ; \text{ avec :}$$

$L$  : longueur réelle de la paillasse et du palier (entre appuis) :  $L = L' + L_2$

$L_1$  : longueur de la paillasse projetée

$L_2$  : longueur du palier

$$\text{Tg}\alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{234}{336} = 0.69$$

D'où  $\alpha = 34.85^\circ$

$$\text{Cos } \alpha = \frac{L_1}{L'} \rightarrow L' = \frac{L_1}{\text{cos}\alpha} = \frac{336}{\text{cos}34.85} = 409.85 \text{ cm}$$

$$L = L' + L_2 \rightarrow 409.85 + 120 = 529.43 \text{ cm}$$

Avec ;  $L$  : la longueur de la paillasse

Donc ; l'épaisseur de paillasse est :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$$

$$\frac{529.43}{30} \leq e_p \leq \frac{529.43}{20}$$

$$17.64 \text{ cm} \leq e_p \leq 26.45 \text{ cm}$$

D'où l'épaisseur de la paillasse est de  $e_p = 20 \text{ cm}$

**III.3.3. Détermination des charges et surcharges :**

Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'embranchement et une bande de 1m de Projection horizontale de la volée. En considérons une poutre simplement appuyée en flexion simple

**c. Charges permanentes :****Le revêtement :**

Carrelage :  $0.02 \times 1 \times 22 = 0.44$

Mortier de pose :  $0.02 \times 1 \times 22 = 0.44$

Lit de sable :  $0.02 \times 1 \times 18 = 0.36$

Enduit en plâtre :  $0.02 \times 1 \times 10 = 0.20$

$$G_{\text{revt}} = 0.44 + 0.44 + 0.36 + 0.2 = 1.44 \text{ KN/m}^2$$

**La pailleasse :**

Poids propre de pailleasse :

$$25 \times 0.20 \times \frac{1}{\cos \alpha} = 6.09 \text{ KN/ml}$$

Poids de la marche :

$$25 \times \frac{0.18}{2} = 2.25 \text{ KN/ml}$$

Poids de revêtements : 1.44 KN/ml

Poids du garde-corps : 0.2

$$G_{\text{pailleasse}} = 6.09 + 2.25 + 1.44 + 0.2 = 9.98 \text{ KN/m}^2$$

**Le palier :**

Poids propre du palier :

$$25 \times 0.20 = 5 \text{ KN/ml}$$

Poids de revêtements : 1.44 KN/ml

$$G_{\text{palier}} = 5 + 1.44 = 6.44 \text{ KN/m}^2$$

**d. Surcharge d'exploitation :**

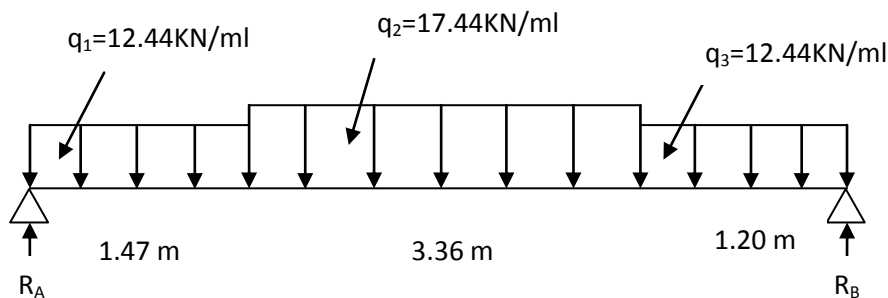
La surcharge d'exploitation des escaliers est donnée par le DTR B.C. 2.2 est  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

**III.3.4. Calcul a l'ELU :****f. Combinaison des charges :**

$$\text{La pailleasse : } q_{u1} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 9.98 + 1.5 \times 2.5 = 17.22 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Le palier : } q_{u2} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.44 + 1.5 \times 2.5 = 12.44 \text{ KN/m}^2$$

**g. Schéma statique à ELU :**



**Figure III-11 : Schéma statique d’escalier à l’ELU.**

**Réaction d’appui :**

$$\sum F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B - q_{u1} \times L_1 - q_{u2} \times L_2 - q_{u3} \times L_3$$

$$R_A + R_B = 12.44 \times 1.47 + 17.22 \times 3.36 + 12.44 \times 1.2 = 38.48 + 13.52$$

$$R_A + R_B = 91.07 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow R_B \times L = q_{u1} \times L_1 \left(\frac{L_1}{2}\right) + q_{u2} \times L_2 \left(\frac{L_2}{2} + L_1\right) + q_{u3} \times L_3 \left(\frac{L_3}{2} + L_1 + L_2\right)$$

$$R_B \times 6.03 = 276.74 \text{ KN}$$

$$R_B = 45.89 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } R_A = 45.18 \text{ KN}$$

**Finalement :**

$$R_A = 45.18 \text{ KN et } R_B = 45.89 \text{ KN}$$

**Calcul de l’effort tranchant :**

| Tronçon (m)     | Equation  | X (m) | T (KN) |
|-----------------|---|-------|--------|
| 0 ≤ X ≤ 1.47    | q <sub>1</sub> x - R <sub>A</sub>   | 0     | -45.18 |
|                 |   | 1.47  | -26.89 |
| 1.47 ≤ X ≤ 3.83 | -R <sub>A</sub> + q <sub>2</sub> (x - L <sub>1</sub> ) + q <sub>1</sub> (L <sub>1</sub> ) | 1.47  | -26.89 |
|                 |   | 3.83  | 30.96  |
| 0 ≤ X ≤ 1.20    | -q <sub>1</sub> x + R <sub>B</sub>  | 0     | 45.89  |
|                 |   | 1.2   | 30.96  |

**Tableau. III.12 : efforts tranchants de l’escalier à l’ELU**

**Calcul du moment fléchissant :**

| Tronçon (m)             | Equation  | X (m) | T (KN) |
|-------------------------|---|-------|--------|
| $0 \leq X \leq 1.47$    | $R_A X - q_1 \frac{x^2}{2}$   | 0     | 0      |
|                         |   | 1.47  | 52.97  |
| $1.47 \leq X \leq 3.83$ | $-R_A X - q_1 \left(x \frac{L_1}{2}\right) - q_2 \frac{(x-L_1)^2}{2}$ | 1.47  | 52.97  |
|                         |   | 3.83  | 46.13  |
| $0 \leq X \leq 1.20$    | $R_B X - q_1 \frac{x^2}{2}$   | 0     | 0      |
|                         |   | 1.2   | 46.13  |

**Tableau. III.13 : moments fléchissant de l'escalier à l'ELU****La valeur maximale du moment  $M(z)$  :**

$$T_y = 0 \rightarrow M_z = M_{\max}$$

$$T_y = 0 \rightarrow -q_3 x + R_B - q_3 = 0$$

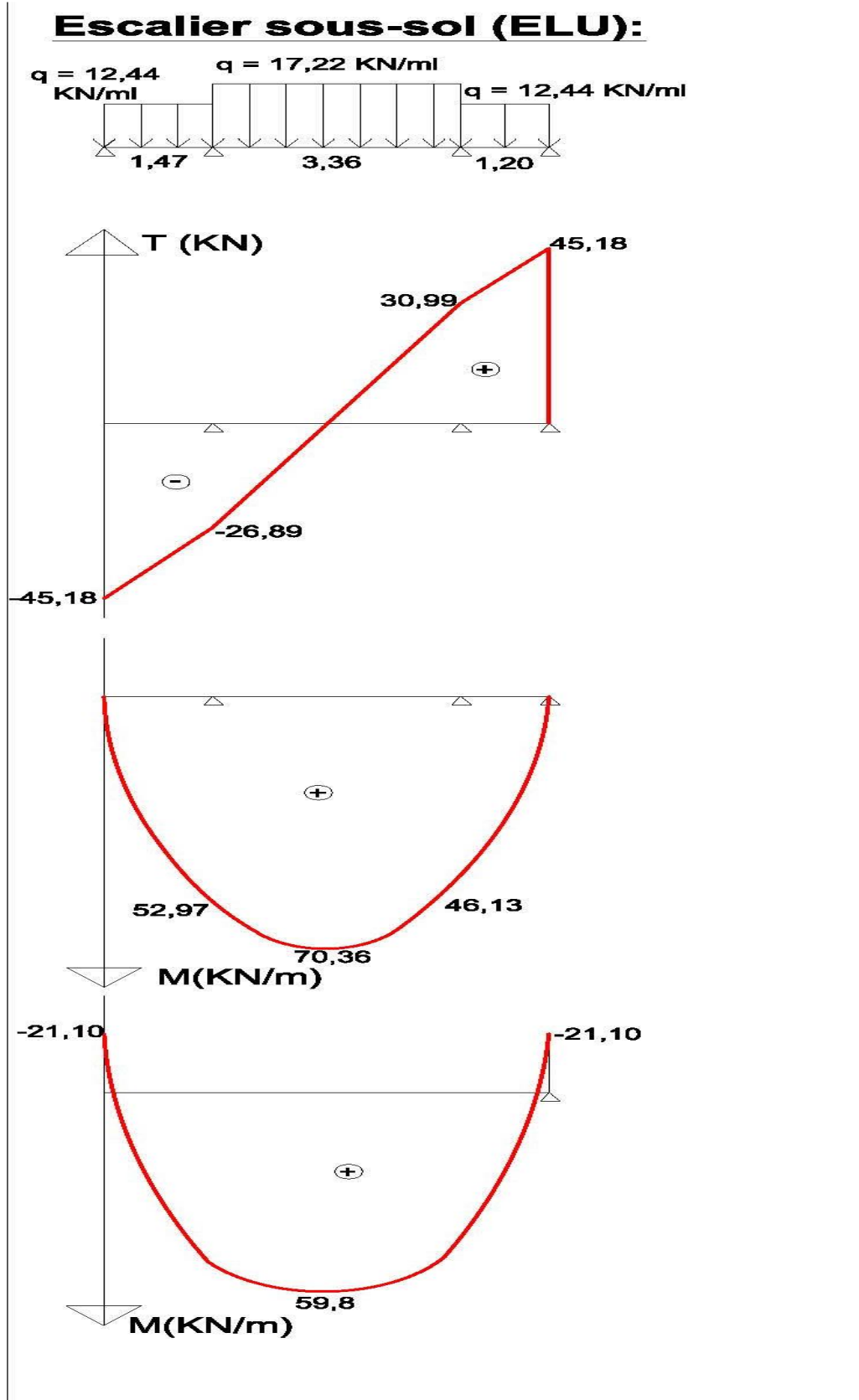
$$\text{Donc : } x = 3.68 \text{ m}$$

$$M_z^{\max} = 70.36 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a^{\max} = -0.3 M_z^{\max} = -0.3 \times 70.36 = -21.10 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t^{\max} = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 70.36 = 59.80 \text{ KN.m}$$

Diagramme des efforts internes :



**h. Calcul des armatures :**

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à une flexion simple pour une bande de 1m, en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont :

$$B = 1\text{m} = 100\text{ cm}; c = 2\text{ cm}; h = 20\text{ cm}$$

$$H = d + c \rightarrow d = h - c = 20 - 2 = 18\text{ cm}$$

➤ **En travée :**  $M_t^{\text{max}} = 59.80\text{ KN.m}$

**Armatures principales :**

$$F_{bc} = \frac{0.85f_c28}{\theta\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2\text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{t\text{max}}}{bd^2f_{bu}} = \frac{59.8 \times 10^3}{100 \times 18 \times 18 \times 14.2} = 0.129 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.129 \rightarrow \beta = 0.930$$

$$A_t = \frac{M_{t\text{max}}}{\beta d \sigma_s} = \frac{59.8 \times 1000}{0.930 \times 18 \times 348} = 10.26\text{ cm}^2$$

Soit : 6HA16 = 12.06 cm<sup>2</sup> ; avec un espacement de  $S_t = 20\text{ cm}$

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{12.06}{4} = 3.01\text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup> ; avec un espacement de  $S_t = 25\text{ cm}$

➤ **Aux appuis :**  $M_a^{\text{max}} = 21.10\text{ KN.m}$

**Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}} = \frac{21.1 \times 1000}{100 \times 18 \times 18 \times 14.2} = 0.045 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.045 \rightarrow \beta = 0.976$$

$$A_t = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{21.1 \times 1000}{0.976 \times 18 \times 348} = 3.45\text{ cm}^2$$

Soit : 6HA12 = 6.78 cm<sup>2</sup> ; avec un espacement de  $S_t = 20\text{ cm}$

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{At}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup> ; avec un espacement de S<sub>t</sub> = 25 cm

### III.3.5. Vérification à l'ELU :

➤ **Vérification de non fragilité :**

$$A_{st} \geq A_{min} = \text{Max}\left(\frac{B}{1000} ; 0.23bd \frac{ft_{28}}{f_e}\right)$$

$$A_{st} \geq A_{min} = \text{Max}\left(\frac{100 \times 18}{1000} ; 0.23 \times 100 \times 18 \frac{2.1}{400}\right)$$

$$A_{st} \geq A_{min} = \text{Max}(1.8; 2.17)$$

$$A_{st} \geq A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2$$

**En travée :** A<sub>st</sub> = 12.06 cm<sup>2</sup> > A<sub>min</sub> = 2.17 cm<sup>2</sup> → CV

**Aux appuis :** A<sub>st</sub> = 6.78 cm<sup>2</sup> > A<sub>min</sub> = 2.17 cm<sup>2</sup> → CV

➤ **Espacement des barres :**

Armatures principales : S<sub>t</sub> ≤ Min (3h ; 33cm) = 33 cm

**En travée :** S<sub>t</sub> = 20 cm < 33 cm → CV

**Aux appuis :** S<sub>t</sub> = 20 cm < 33 cm → CV

Armatures de répartition : S<sub>t</sub> ≤ Min (4h ; 45cm) = 45 cm

**En travée :** S<sub>t</sub> = 25 cm < 45 cm → CV

**Aux appuis :** S<sub>t</sub> = 25 cm < 45 cm → CV

➤ **Vérification de l'effort tranchant-contrainte de cisaillement :**  
(Art A 5.1, 2/BAEL 91)

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} < \tau ; \text{ avec } : T_{max} = 45.89 \text{ KN}$$

Calcul de la contrainte de cisaillement admissible τ :

$$\tau = \text{Min}\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau = \text{Min}\left(0.2 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau = \text{Min} (3.33 ; 5) \text{MPa}$$

$$\text{Donc : } \tau = 3.33 \text{ MPa}$$

Calcul de la contrainte de cisaillement  $\tau_u$  :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{45.89 \times 1000}{1000 \times 180} = 0.25 \text{MPa}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = 0.25 \text{MPa}$$

$$\rightarrow \tau_u = 0.25 \text{MPa} < \tau = 3.33 \text{MPa} \rightarrow \text{CV (pas de risque de cisaillement)}$$

Les armatures ne sont pas nécessaires ; le béton peut prendre seul l'effort tranchant

### ➤ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Influence de l'effort sur le béton :

$$\frac{2T_u}{0.9db} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{On a : } \frac{2T_u}{0.9db} = \frac{2 \times 45.89 \times 1000}{0.9 \times 1000 \times 180} = 0.56 \text{MPa}$$

$$\text{Et : } \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } \frac{2T_u}{0.9db} = 0.56 \text{MPa} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

Influence de l'effort sur les armatures :

$$A_{\min} \geq A_s = \frac{\gamma_s V_s}{f_e}$$

$$A_s = \frac{\gamma_s V_s}{f_e} = \frac{1.15 \times 45.89 \times 1000}{400 \times 100} = 1.31 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où : } A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \geq A_s = \frac{\gamma_s V_s}{f_e} = 1.31 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

### ➤ Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton :

$$\tau_u \leq \tau = \Psi_s f_{t28}$$

$$\text{Avec : } \tau = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9d \sum u_i}$$

**En travée :**

$$\sum u_i = n \times \pi \times \emptyset = 6 \times 3.14 \times 16 = 301.4 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9d\Sigma U_i} = \frac{45.89 \times 1000}{0.9 \times 180 \times 301.4} = 0.93 \text{ MPa}$$

D'où :  $\tau_u = 0.93 \text{ MPa} \leq \tau = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$

**Aux appuis :**

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \varnothing = 6 \times 3.14 \times 12 = 226 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9d\Sigma U_i} = \frac{45.89 \times 1000}{0.9 \times 180 \times 226} = 1.253 \text{ MPa}$$

D'où :  $\tau_u = 1.253 \text{ MPa} \leq \tau = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$

➤ **La longueur de scellement :**

$$L_s = \frac{\varnothing f_e}{4\tau_s} \text{ avec : } \tau_s = 0.6 \Psi s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\varnothing 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \varnothing \text{ cm}$$

$$\text{En travée : } L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm}$$

$$\text{Aux appuis : } L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

### III.3.6. Calcul à l'ELS :

**a. Combinaison des charges :**

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$$

La paillasse :  $q_{s1} = G + Q = (9.98 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 12.48 \text{ KN/ml}$

Le palier :  $q_{s2} = G + Q = (6.44 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 8.94 \text{ KN/ml}$

**b. Schéma statique :**

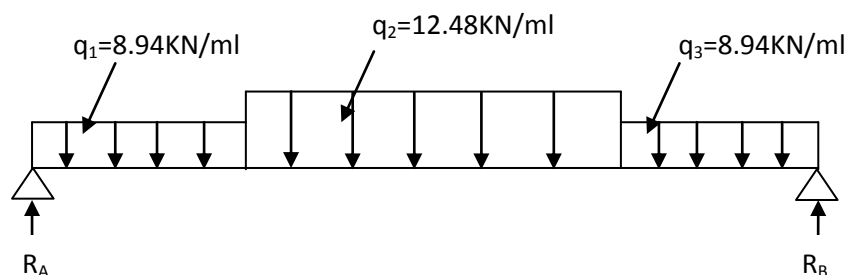


Figure III-12 : Schéma statique d'escalier à l'ELS

**Réaction d'appui :**

$$\sum F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B - q_{s1} \times L_1 - q_{s2} \times L_2 - q_{s3} \times L_3$$

$$R_A + R_B = 8.94 \times 1.47 + 12.48 \times 3.36 + 8.94 \times 1.2$$

$$R_A + R_B = 65.79 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow R_B \times L = q_{s1} L_1 \left(\frac{L_1}{2}\right) + q_{s2} L_2 \left(\frac{L_2}{2} + L_1\right) + q_{s3} L_3 \left(\frac{L_3}{2} + L_1 + L_2\right)$$

$$R_B \times 6.03 = 199.98 \text{ KN}$$

$$R_B = 33.16 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } R_A = 32.63 \text{ KN}$$

**Calcul de l'effort tranchant :**

| Tronçon (m)             | Equation                         | X (m) | T (KN) |
|-------------------------|----------------------------------|-------|--------|
| $0 \leq X \leq 1.47$    | $q_1 x - R_A$                    | 0     | -32.63 |
|                         |                                  | 1.47  | -19.48 |
| $1.47 \leq X \leq 3.83$ | $-R_A + q_2(x - L_1) + q_1(L_1)$ | 1.47  | 19.48  |
|                         |                                  | 3.83  | 22.44  |
| $0 \leq X \leq 1.20$    | $-q_3 x + R_B$                   | 0     | 33.16  |
|                         |                                  | 1.2   | 22.44  |

Tableau. III.14 : efforts tranchants de l'escalier à l'ELS

**Calcul du moment fléchissant :**

| Tronçon (m)             | Equation  | X (m) | T (KN) |
|-------------------------|---|-------|--------|
| $0 \leq X \leq 1.47$    | $R_A x - q_1 \frac{x^2}{2}$   | 0     | 0      |
|                         |   | 1.47  | 52.97  |
| $1.47 \leq X \leq 3.83$ | $-R_A x - q_1 \left(x - \frac{L_1}{2}\right) - q_2 \frac{(x - L_1)^2}{2}$ | 1.47  | 52.97  |
|                         |   | 3.83  | 46.13  |
| $0 \leq X \leq 1.20$    | $R_B x - q_3 \frac{x^2}{2}$   | 0     | 0      |
|                         |   | 1.2   | 46.13  |

Tableau. III.15 : moments fléchissant de l'escalier à l'ELS

La valeur maximale du moment  $M(z)$  :

$$T_y=0 \rightarrow M_z=M_{max}$$

$$T_y=0 \rightarrow -q_3x + R_B = 0$$

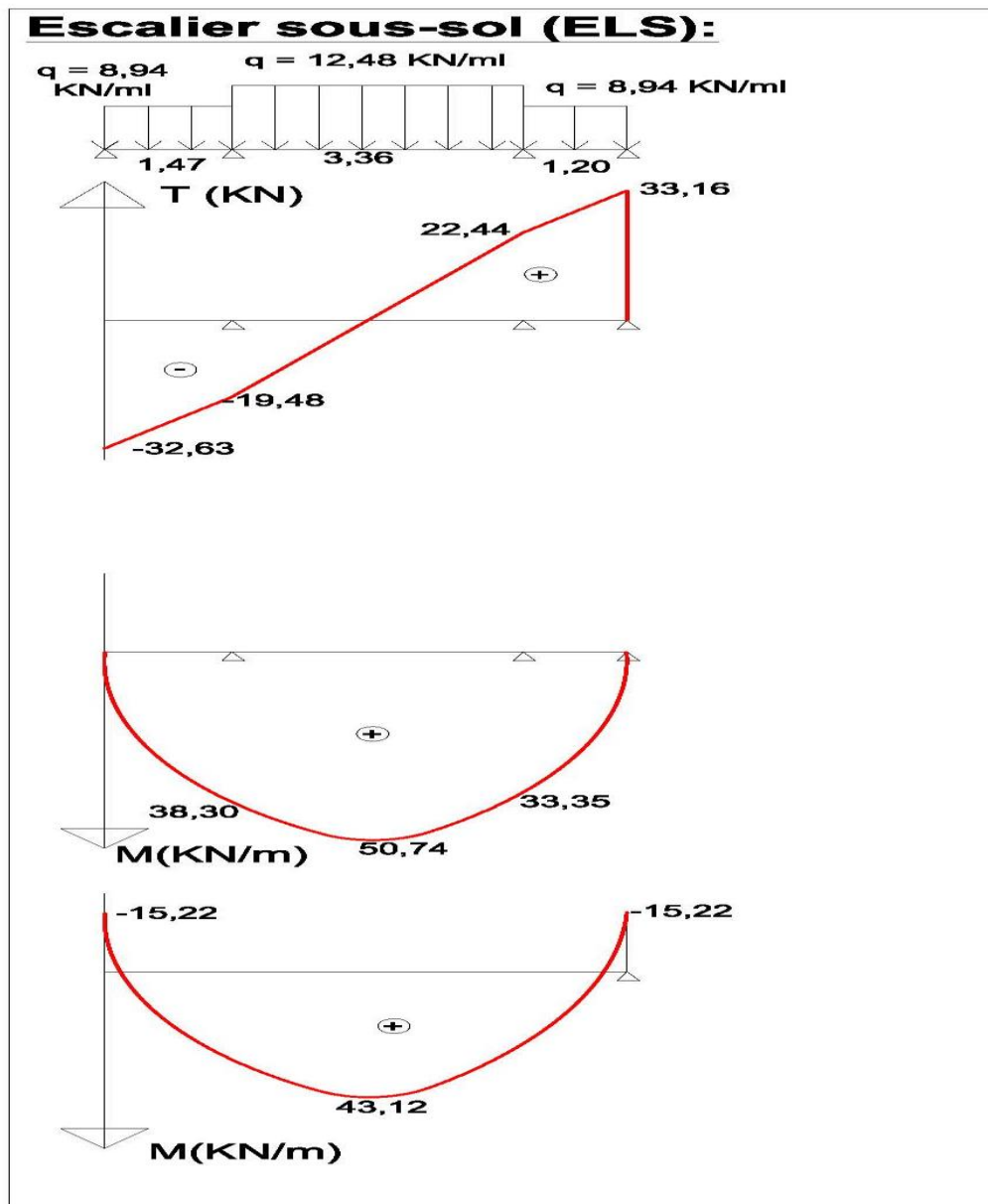
Donc :  $x = 3.7 \text{ m}$

$$M_z^{max} = 50.74 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :  $M_a^{max} = -0.3 M_z^{max} = -0.3 \times 50.74 = -15.22 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_t^{max} = 0.85 M_z^{ma} = 0.85 \times 50.74 = 43.12 \text{ KN.m}$

Diagramme des efforts internes :



### III.3.7. Vérification à l'ELS :

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

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

➤ **Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier :**

La fissuration est peu nuisible donc on doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \sigma = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$Et\sigma_{st} < \sigma = 400 \text{ MPa}$$

**Aux appuis :**  $M^a = 15.22 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100At}{bd} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 18} = 0.37$$

$$\rho = 0.37 \rightarrow K = 37.63 \rightarrow \beta = 0.905$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ma}{\beta 1dAt} = \frac{15.22 \times 1000}{0.905 \times 18 \times 6.78} = 137.80 \text{ MPa}$$

D'ou:  $\sigma_{st} = 137.80 \text{ MPa} < \sigma = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st}; \text{ avec: } K = \frac{1}{K} = \frac{1}{37.63} = 0.026$$

$$\sigma_{bc} = 0.026 \times 137.8 = 3.58 \text{ MPa}$$

D'ou:  $\sigma_{bc} = 3.58 \text{ MPa} < \sigma = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$

**En travée :**  $M^t = 43.12 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{100At}{bd} = \frac{100 \times 12.06}{100 \times 18} = 0.67$$

$$\rho = 0.67 \rightarrow K = 26.67 \rightarrow \beta = 0.88$$

$$\sigma_{st} = \frac{Mt}{\beta 1dAt} = \frac{43.12 \times 1000}{0.88 \times 18 \times 12.06} = 225.72 \text{ MPa}$$

D'ou:  $\sigma_{st} = 225.72 \text{ MPa} < \sigma = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st}; \text{ avec: } K = \frac{1}{K} = \frac{1}{26.67} = 0.037$$

$$\sigma_{bc} = 0.037 \times 225.72 = 8.35 \text{ MPa}$$

D'ou:  $\sigma_{bc} = 8.35 \text{ MPa} < \sigma = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$

➤ **Etat limite de déformation : (la flèche)**

Les règles (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99) précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS le calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- $\frac{A}{bd} \geq \frac{4.2}{f_e}$

Avec :

h : la hauteur totale ; h = 18 cm

L : la portée entre nus d'appuis ; L = 3.55 m

$M_t$  : moment max en travée ;

A : la section des armatures

b : longueur de la section  $L^4$

$$\text{On a : } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{6.03} = 3.31 > \frac{1}{16} = 0.06 \rightarrow \text{CV}$$

L'escalier sera ferrailé comme suit :

**En travée :**

Armatures principales :  $A^t = 6\text{HA}16$

Armatures de répartition : 4HA10

Espacement :  $S_t = 25$  cm

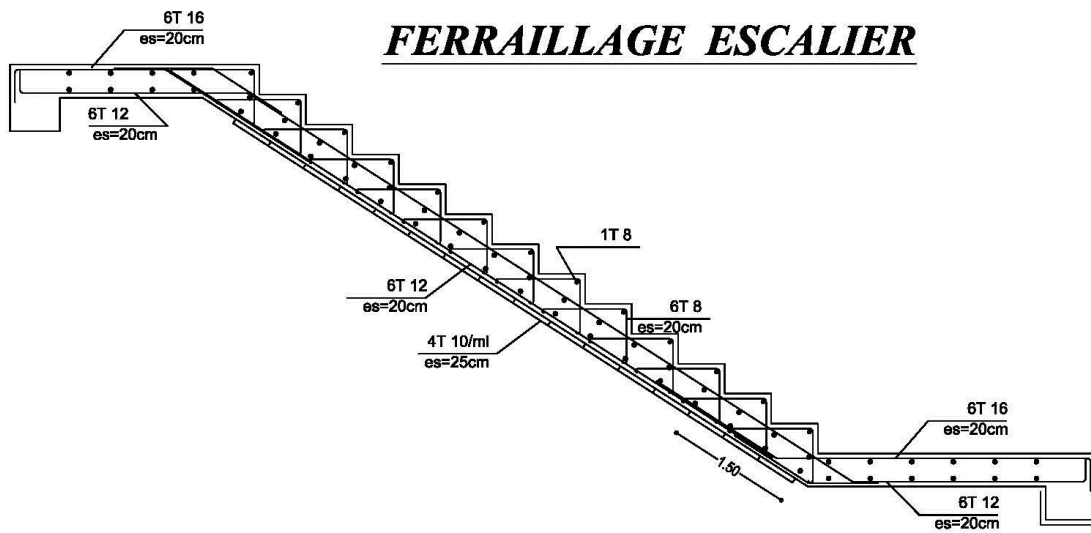
**Aux appuis :**

Armatures principales :  $A^a = 6\text{HA}12$

Armatures de répartition : 4HA10

Espacement :  $S_t = 25$  cm

## Ferraillage de l'escalier du sous-sol 1



### III.4.LA POUTRE PALIERE :

#### Sous-sol 1 :

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre et la réaction de la paillasse, semi encastrée à ses extrémités dans les poteaux ; sa portée est de 3.50 m (la longueur libre entre nus d'appuis)

#### III.4.1.Pré dimensionnement de la poutre :

##### a. La hauteur :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{350}{15} \leq h_t \leq \frac{350}{10} \rightarrow 23.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 35 \text{ cm}$$

On prend :  $h_t = 35 \text{ cm}$  (min du RPA est de 30 cm)

##### b. La largeur :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \rightarrow 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On prend :  $b = 25 \text{ cm}$  (min du RPA est de 25 cm)

Donc la poutre palière a pour dimensions :  $(bxh) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$

#### III.4.2.Calcul des charges :

##### a. Les charges permanentes :

Poids propre de la poutre :  $G = 25 \times 0.25 \times 0.35 = 2.19 \text{ KN/ml}$

Réaction du palier à l'ELU :  $R_b^u = 45.89 \text{ KN/ml}$

Réaction du palier à l'ELS :  $R_b^s = 33.16 \text{ KN/ml}$

##### b. Combinaison des charges à l'ELU :

$$q_u = 1.35G + R_b^u = 1.35 \times 2.19 + 45.89 = 48.84 \text{ KN/ml}$$

##### c. Calcul des efforts internes :

. Réaction d'appui:  $R_A = R_B = \frac{q_l}{2} = \frac{48.84 \times 3.5}{2} = 85.47 \text{ KN}$

. Effort tranchant :  $T_{(x)} = R_A - qx = 85.47 - 48.84x$

Pour :  $x = 0 \rightarrow T_{(x)} = 85.47 \text{ KN}$

Pour :  $x = 3.4 \text{ m} \rightarrow T_{(x)} = -85.47 \text{ KN}$

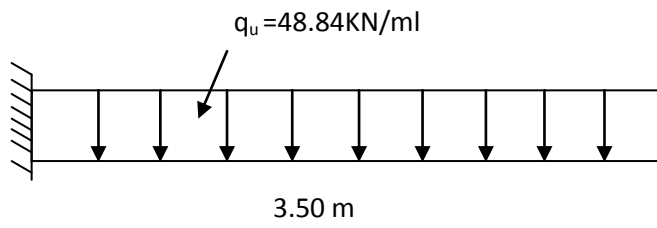
. Moment fléchissant:  $M_0 = M_{\max} = \frac{q_l^2}{8} = \frac{48.84 \times 3.5^2}{8} = 74.78 \text{ KN.m}$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement :

$$M^{\text{appui}} = -0.3M_0 = -0.3 \times 74.78 = -22.43 \text{ KN.m}$$

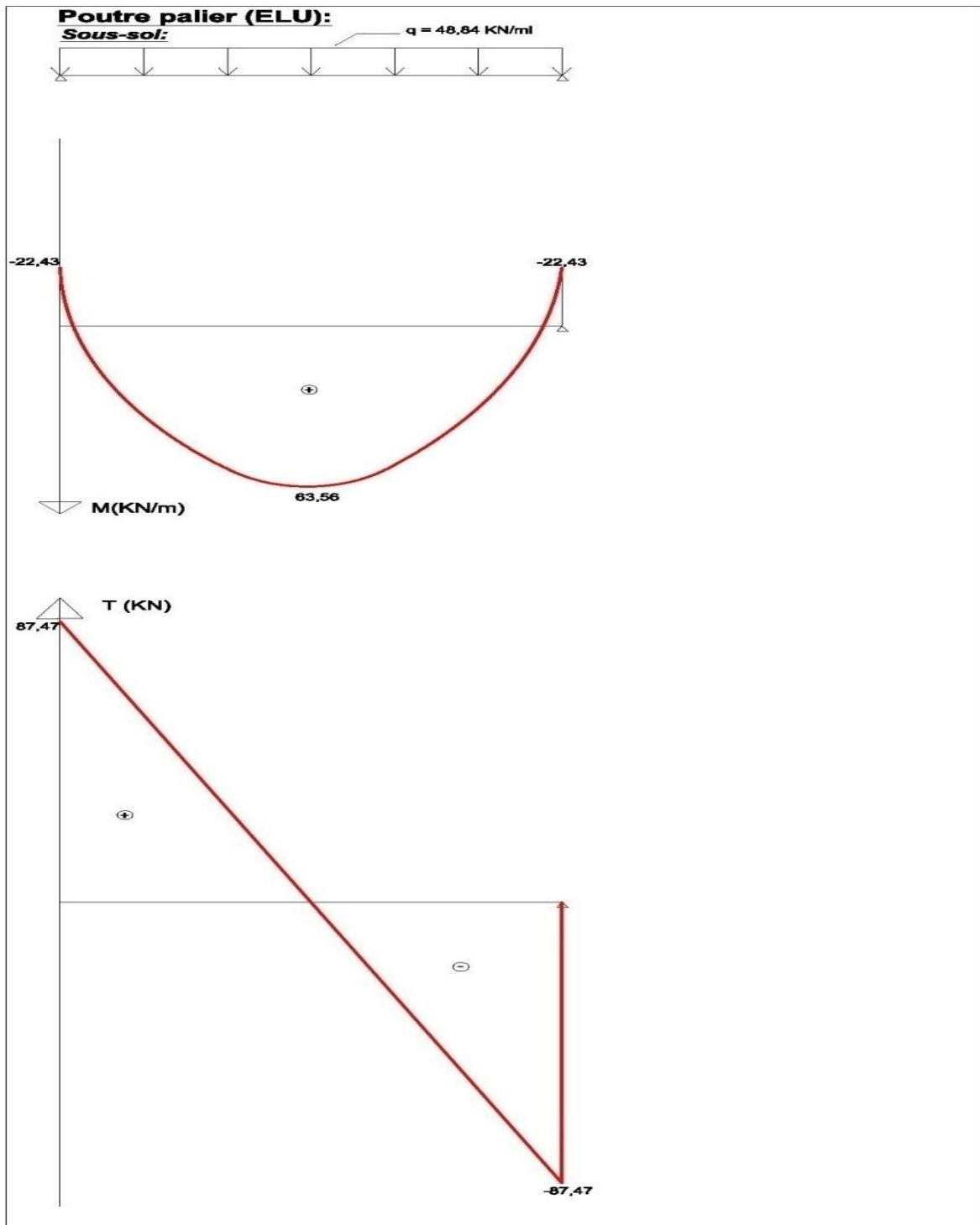
$$M^{\text{travée}} = 0.85M_0 = 0.85 \times 74.78 = 63.56 \text{ KN.m}$$

**Schéma statique de la poutre palière à l'ELU :**



**Figure III.13 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.**

. Diagramme des efforts internes :



**d. Calcul des armatures :**

On a:  $b=25$  cm;  $c=3$  cm;  $h=35$  cm;  $d=32$  cm

➤ **Aux appuis :**  $M^a = 22.43$  KN.m

**Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{bd^2f_{bu}} = \frac{22.43 \times 1000}{25 \times 32 \times 32 \times 14.2} = 0.061 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.061 \rightarrow \beta = 0.968$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{22.43 \times 1000}{0.968 \times 32 \times 348} = 2.08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**  $M_t^{\max} = 63.56$  KN.m

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{bd^2f_{bu}} = \frac{63.56 \times 1000}{25 \times 32 \times 32 \times 14.2} = 0.17 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.17 \rightarrow \beta = 0.906$$

$$A_t = \frac{M_{tmax}}{\beta d \sigma_s} = \frac{63.56 \times 1000}{0.906 \times 32 \times 348} = 6.29 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

➤ **Le RPA exige que :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0.5% en toute section, donc :

$$3.39 + 6.78 = 10.17 \text{ cm}^2 > \frac{0.5bh}{100} = 4.375 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit 4% en zone courante, donc

$$3.39 + 6.78 = 10.17 \text{ cm}^2 < \frac{4bh}{100} = 35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

**III.4.3. Vérification à l'ELU :**

➤ **Condition de non fragilité (A.4.2, 1 BAEL 91) :**

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_s \geq 0.23 \times 25 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 0.966$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.966 \rightarrow \text{CV}$$

$$A_t = 6.78 \text{ cm}^2 > 0.966 \rightarrow \text{CV}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant (A.5.1.21 BAEL 91) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \tau ; \text{ avec } : V_u = 85.47 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{85.47 \times 1000}{250 \times 320} = 1.06 \text{ MPa}$$

$$\tau = \min \left( 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau = \min (3.33; 4) \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa}$$

D'où :  $\tau_u = 1.06 \text{ MPa} \leq \tau = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$

Donc ; il n'y a aucun risque de cisaillement

➤ **Influence l'effort tranchant au voisinage des appuis :(A.5.1.313 BAEL 91)**

$V \leq V_u$  ; avec :

$$V_u = 0.4 f_{c28} 0.9 d \frac{b}{\gamma_s} = 0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 0.32 \frac{0.25}{1.15} = 626.086 \text{ KN}$$

$$V = 85.47 \text{ KN}$$

$$V = 85.47 \text{ KN} \leq V_u = 626.086 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

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

Quand toutes les barres sont de même diamètre et, soit groupées en paquets égaux, la formule devient :

$$\tau_u \leq \tau = \Psi s f_{t28}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9 d \Sigma U_i}$$

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \emptyset = 6 \times 3.14 \times 1.2 = 22.60 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{85.47 \times 1000}{0.9 \times 320 \times 226} = 1.31 \text{ MPa}$$

$$\tau = \Psi s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.31 \text{ MPa} \leq \tau = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

La condition est vérifiée; donc il n'y a pas aucun risque d'entraînement des barres

➤ **Ancrage des barres aux appuis : (A.6.1.23 BAEL91)**

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_s} \text{ avec } : \tau_s = 0.6 \Psi s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.328 \text{ cm}$$

Donc ; on adopte  $L_s = 50 \text{ cm}$

Les armatures comportent des crochets :  $L_a = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$

➤ **Les armatures transversales :**

(A.7.2, 2 BAEL 91)

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\varnothing_t \leq \min \left( \varnothing; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) = \min (12 ; 10 ; 25) = 10 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre de  $\varnothing 8$

Donc, on adopte  $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$  (un cadre + étrier  $\varnothing 8$ )

➤ **Espacement des barres : (A.5.1, 22BAEL91)**

$$S_t \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) = \min (28.8; 40 \text{ cm}) = 28.8 \text{ cm}$$

Soit:  $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_t \geq 0.003bS_t \rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0.003b} = \frac{2.01}{0.003 \times 25} = 26.8 \text{ cm}$$

Donc:  $S_t = 25 \text{ cm}$

**En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\varnothing \right) = \min (8.75; 14.4 \text{ cm}) = 8.75 \text{ cm}$$

Soit:  $S_t = 8 \text{ cm}$

**En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = 17.5 \text{ cm}$$

Soit:  $S_t = 15 \text{ cm}$

### III.4.4. Calcul à l'ELS :

a. **Combinaison des charges :**

$$q_s = G + R_b^s = 2.19 + 33.16 = 35.35 \text{ KN/ml}$$

b. **Calcul des efforts internes:**

. **Réaction d'appui:**  $R_A = R_B = \frac{ql}{2} = \frac{35.35 \times 3.5}{2} = 61.86 \text{ KN}$

. **Effort tranchant :**  $T_{(x)} = R_A - qx = 61.86 - 35.35x$

Pour :  $x = 0 \rightarrow T_{(x)} = 61.86 \text{ KN}$

Pour :  $x = 3.4 \text{ m} \rightarrow T_{(x)} = -61.86 \text{ KN}$

. **Moment fléchissant:**  $M_0 = M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{35.35 \times 3.5^2}{8} = 54.12 \text{ KN.m}$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement :

$$M^{\text{appui}} = -0.3M_0 = -0.3 \times 54.12 = -16.23 \text{ KN.m}$$

$$M^{\text{travée}} = 0.85M_0 = 0.85 \times 54.12 = 46 \text{ KN.m}$$

Schéma statique de la poutre palière à l'ELS :

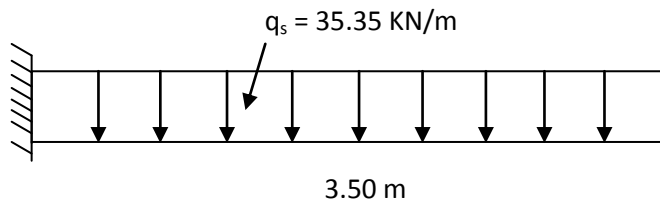
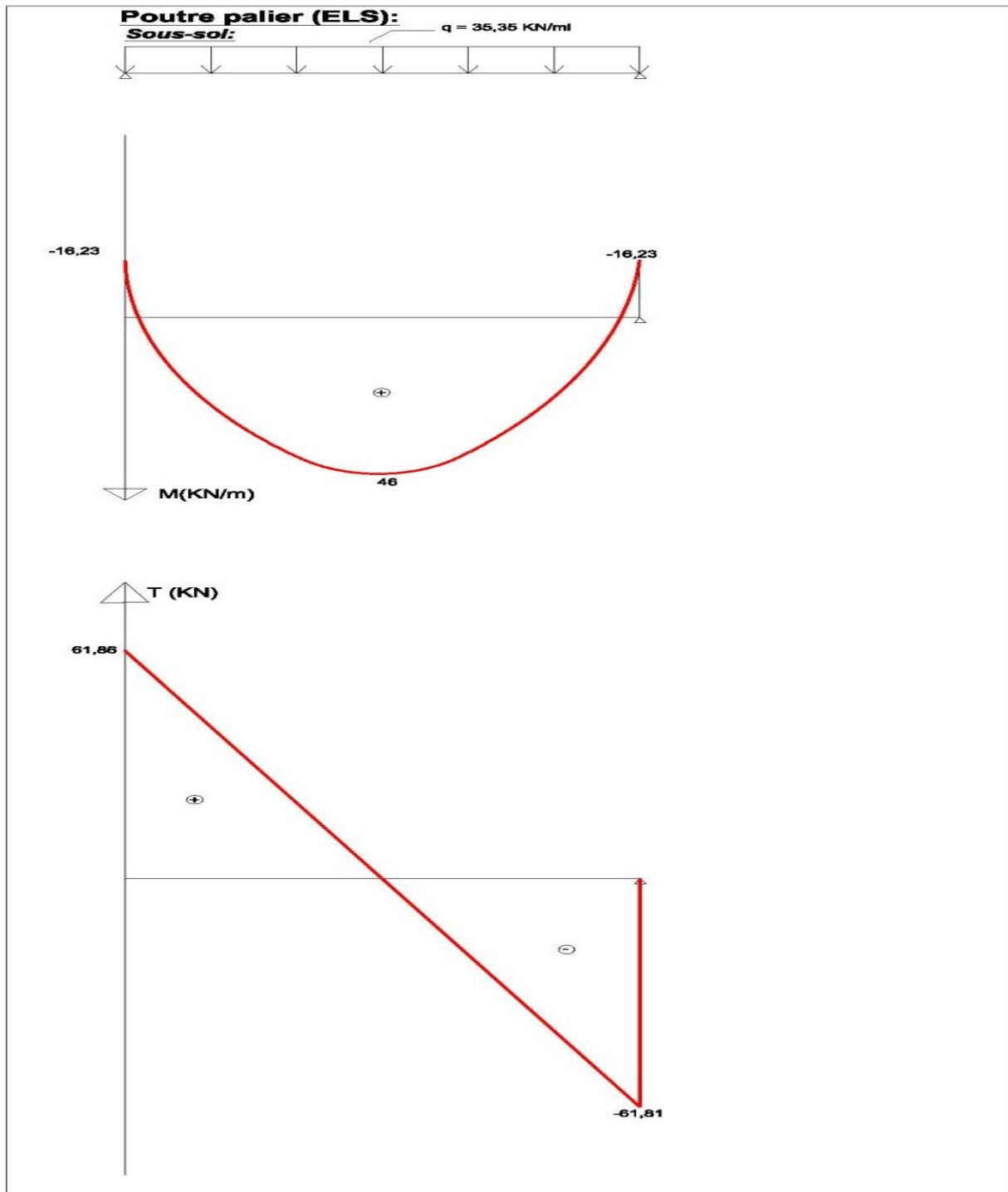


Figure III.14 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELS.

. Diagramme des efforts internes :



### III.4.5. Vérification à l'ELS :

➤ **Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier :**

La fissuration est peu nuisible donc on doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \sigma = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

En travée:  $M^t = 46 \text{ KN.m}$

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est :  $A_t = 4.52 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{25 \times 32} = 0.71$$

$$\rho = 0.71 \rightarrow K = 23.17 \rightarrow \beta = 0.869$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{46 \times 1000}{0.869 \times 32 \times 4.52} = 236.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{236.63}{23.17} = 10.21 \text{ MPa}$$

D'où:  $\sigma_{bc} = 10.21 \text{ MPa} < \sigma = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$

Aux appuis :  $M^a = 16.23 \text{ KN.m}$

La section d'armatures adoptée à l'ELU aux appuis est :  $A_a = 3.39 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 32} = 0.42$$

$$\rho = 0.42 \rightarrow K = 35 \rightarrow \beta = 0.900$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{16.23 \times 1000}{0.900 \times 32 \times 3.39} = 166.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{166.23}{35} = 4.74 \text{ MPa}$$

D'où:  $\sigma_{bc} = 4.74 \text{ MPa} < \sigma = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$

**Conclusion :** Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors il est inutile de vérifier

➤ **Vérification de la flèche :**

**(B.6.5, 2 BAEL 91)**

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible.

Les règles de BAEL (Art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$1) \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{350} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.062 \rightarrow CV$$

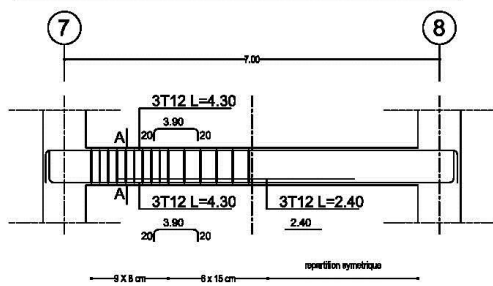
$$2) \frac{h}{L} > \frac{Mt}{10M_0} \rightarrow \frac{35}{350} = 0.1 > \frac{46}{10 \times 54.12} = 0.084 \rightarrow CV$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{6.78}{25 \times 32} = 0.0077 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \rightarrow CV$$

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

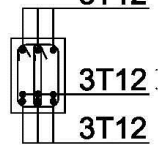
## Ferraillage de la poutre palière du sous-sol 1

### FERRAILLAGE POUTRE PALIERE



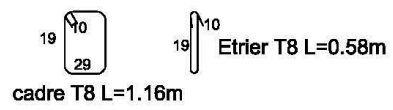
Coupe A-A

3T12



3T12

3T12



Coupe D-D

### III.5. CALCUL DE L'ASCENSEUR :

Vu le nombre important d'étages dans le bâtiment, un ascenseur est indispensable pour assurer aux habitants un déplacement plus aisé entre les différents étages.

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, Les ascenseurs sont constitués de trois éléments essentiels :

- Le mécanisme d'entraînement constitué du moteur, du réducteur et du frein
- La cabine
- Le contre poids

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement  $V=1\text{m/s}$ , pouvant charger huit personnes. En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimé à ( $P = 9 \text{ tonnes} = 90 \text{ KN}$ ), réparti sur une surface de  $(0.8 \times 0.8) \text{ m}^2$  transmise par le système de l'ascenseur

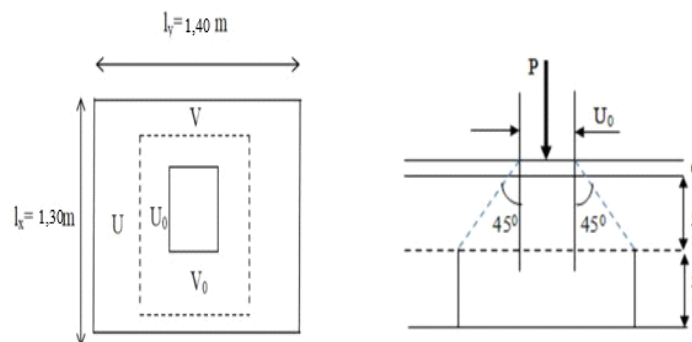


Figure III-15 : schéma de diffusion de la charge au niveau du feuillet moyen

#### III.5.1. Calcul de la dalle pleine :

##### a. Dimensionnement de la dalle :

On a:  $L_x = 3.20 \text{ m}$

$L_y = 3.40 \text{ m}$

$$\rightarrow S = L_x \times L_y = 3.2 \times 3.4 = 10.88 \text{ m}^2$$

##### b. L'épaisseur et la hauteur de la dalle:

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule suivante :

$$e_p = \frac{L_x}{30} \rightarrow e_p = \frac{320}{30} = 10.66 \text{ cm}$$

Le RPA exige une hauteur de  $h_t \geq 12 \text{ cm}$ , on adopte à une hauteur de  $h_t = 15 \text{ cm}$

**c. Principe de calcul :**

L'étude de la dalle pleine soumise à une charge localisée, s'effectue à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui fournissent des coefficients permettant de calculer les moments dans les deux sens engendrés par cette charge

$$M_{x1} = P_u (M_1 + vM_2)$$

$$M_{y1} = P_u (M_2 + vM_1)$$

Avec :

$M_{x1}$  et  $M_{y1}$ : Moments fléchissant au milieu du panneau dans les sens XX et YY, dues à la Charge concentrée P, sont donnés par les abaques en fonction de  $\rho$  et des rapports

$$\frac{U}{L_x} \text{ et } \frac{V}{L_y}$$

V: Coefficient de poisson :

$$\text{ELU} \rightarrow v = 0$$

$$\text{ELS} \rightarrow v = 0.2$$

P : intensité de la charge concentrée

U et V : cotées du rectangle sur lequel agit la charge P compte tenue de la division à 45° dans le revêtement et la dalle de béton. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle

**d. Calcul de U et V :**

$$U = U_0 + 2\xi e + h_0$$

$$V = V_0 + 2\xi e + h_0$$

$\xi$  : Coefficient de la nature de revêtement  $\rightarrow \xi = 1$  (car le revêtement est aussi solide que le béton)

e : épaisseur du revêtement ; e = 5 cm

$h_0$ : Épaisseur de la dalle

$U_0 = V_0 = 80$  cm ; surface de contact, zone dans laquelle P est concentrée

$$U = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

**e. Détermination des sollicitations :****A l'ELU :**

Poids propre de la dalle  $G = 0.15 \times 25 \times 1 = 3.75$  KN/ml (bande de 1m de largeur)

La surcharge  $Q = 1$  KN/ml

$$P_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1,35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.56 \text{ KN/ml}$$

Avec :

$P_u$ : Charge concentrée du système de levage

**A l'ELS :**

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

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$$

### III.5.2. Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

#### a. Calcul des moments au centre du panneau :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.2}{3.4} = 0.94 \rightarrow 0.4 \leq \rho = 0.94 \leq 1 \rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens ;}$$

Le calcul se fera en considérant deux bandes de 1 m de largeur dans les deux directions en flexion simple à l'ELU

$$\rho = 0.94$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{230} = 0.328 \rightarrow M_1 = 0.142 \rightarrow M_{x1} = P_u (M_1 + vM_2)$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{105}{340} = 0.308 \rightarrow M_2 = 0.125 \rightarrow M_{y1} = P_u (M_2 + vM_1)$$

$$\rightarrow M_{x1} = P_u (M_1 + vM_2) = 121.5 \times (0.142 + 0 \times 0.125) = 17.25 \text{ KN.m}$$

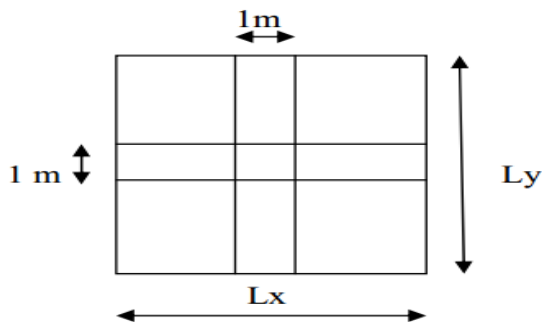
$$\rightarrow M_{y1} = P_u (M_2 + vM_1) = 121.5 \times (0.125 + 0 \times 0.142) = 15.18 \text{ KN.m}$$

#### b. Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

$0.4 \leq \rho = 0.94 \leq 1 \rightarrow$  le panneau travaille dans les deux sens

Panneau rectangulaire isolé portant dans les deux directions. Donc, on considère au milieu de chaque portée une bande de 1 m de largeur

Le calcul se fera par application de la méthode exposée dans l'annexe E3 du (BAEL91 modifié 99)



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

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

On a:  $\rho = 0.94$  et  $v = 0$

$$\mu_x = 0.0419$$

$$\mu_y = 0.864$$

D'où :

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0.0419 \times 6.56 \times 3.2^2 = 2.81 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0.864 \times 2.81 = 2.42 \text{ KN.m}$$

$M_{x2}$  : Le moment fléchissant dans le sens de  $L_x$

$M_{y2}$  : Le moment fléchissant dans le sens de  $L_y$

### c. Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 17.25 + 2.81 = 20.06 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 15.18 + 2.47 = 17.60 \text{ KN.m}$$

#### Remarque

Afin de tenir compte des semi-encastremets de la dalle au niveau des voiles, les moments Calculés seront déterminés en leur affectant le coefficient (0.85) en travée et (0.3) aux appuis

- **Sens  $L_x$  :**

**En travées :**  $M_x^t = 0.85 \times 20.6 = 17.51 \text{ KN.m}$

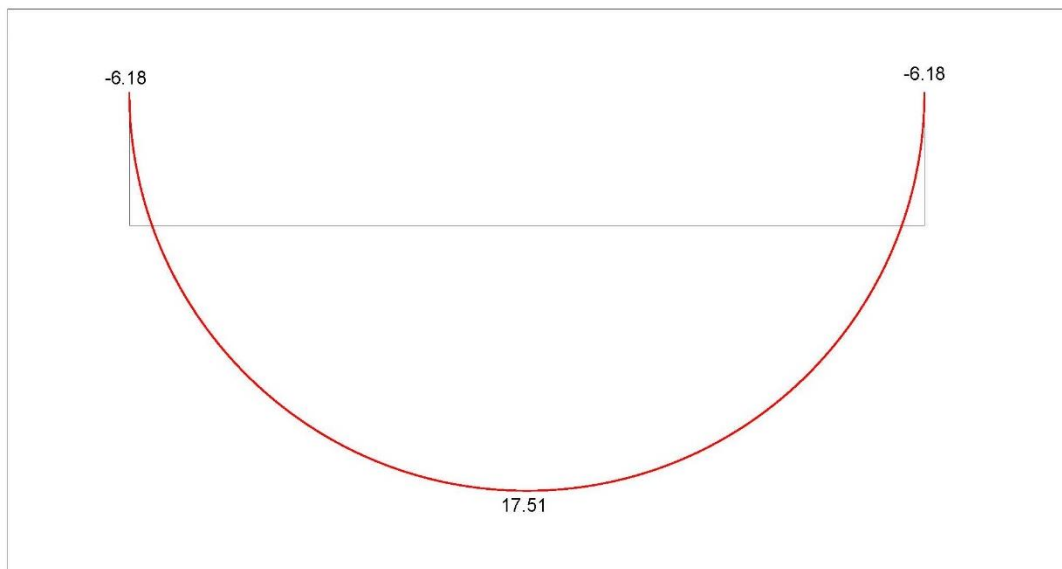
**Aux appuis :**  $M_x^a = -0.3 \times 20.6 = -6.18 \text{ KN.m}$

- **Sens  $L_y$  :**

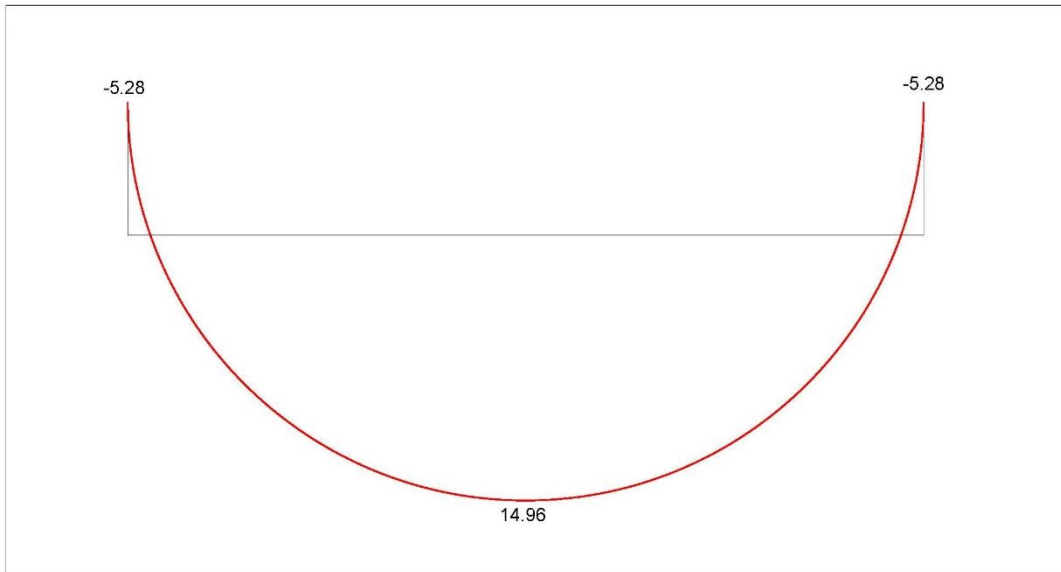
**En travées :**  $M_x^t = 0.85 \times 17.60 = 14.96 \text{ KN.m}$

**Aux appuis :**  $M_x^a = -0.3 \times 17.60 = -5.28 \text{ KN.m}$

#### Diagramme des moments fléchissant :



**Sens X-X**



Sen Y-Y

### III.5.3. Ferrailage a l'ELU :

#### 1. Détermination de la section des armatures:

##### a) Dans le sens de la petite portée (X-X) :

- En travée :  $M_x^t = 17.51 \text{ kN.m}$

On a :  $d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$ ,  $c = 2 \text{ cm}$ ,  $b = 100 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_{t\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{17.51 \times 1000}{100 \times 13 \times 13 \times 14.2} = 0.07 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.07 \rightarrow \beta = 0.964$$

$$A_t = \frac{M_{t\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{17.51 \times 1000}{0.964 \times 13 \times 348} = 4.01 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup> ; avec un espacement de  $S_t = 20 \text{ cm}$

- Aux appuis :  $M_x^a = 6.18 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.18 \times 1000}{100 \times 13 \times 13 \times 14.2} = 0.025 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.01 \rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_t = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{6.18 \times 1000}{0.987 \times 13 \times 348} = 1.38 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA8 = 2.51 cm<sup>2</sup> ; avec un espacement de  $S_t = 20 \text{ cm}$

**b) Dans le sens de la grande portée (Y-Y) :**

- **En travée :**  $M_y^t = 14.96 \text{ KN.m}$

On a :  $d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$ ,  $c = 2 \text{ cm}$ ,  $b = 100 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{bd^2f_{bu}} = \frac{14.96 \times 1000}{100 \times 13 \times 13 \times 14.2} = 0.062 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.062 \rightarrow \beta = 0.968$$

$$A_t = \frac{M_{tmax}}{\beta d \sigma_s} = \frac{14.96 \times 1000}{0.968 \times 13 \times 348} = 3.41 \text{ cm}^2$$

Soit :  $5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$ ; avec un espacement de  $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Aux appuis :**  $M_y^a = 5.28 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}} = \frac{5.28 \times 1000}{100 \times 13 \times 13 \times 14.2} = 0.022 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.01 \rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_t = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{5.28 \times 1000}{0.989 \times 13 \times 348} = 1.18 \text{ cm}^2$$

Soit :  $5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2$ ; avec un espacement de  $S_t = 20 \text{ cm}$

**III.5.4. Vérification a l'ELU :****a. Condition de non fragilité : (BAEL Art B.7.4)**

$$W_x = \frac{A_x \min}{bh} \geq W_0 \left( \frac{3 - \rho}{2} \right)$$

$$W_y = \frac{A_y \min}{bh}$$

Avec :

$A_{\min}$  : Section minimale d'armatures ;

$S$  : section totale du béton ;

$W_x$  et  $W_y$  : les taux minimaux d'acier en travée dans le sens (x-x) et dans le sens (y-y)

$\rho_0$  : Rapport du volume des aciers à celui du béton  $\rho_0 = 0.0008$  pour des barres à hautes adhérence de classe FeE400

**b. Espacements des armatures BAEL91modifié 99 (Art A.8.2.42) :**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :  
(Charges concentrées)

Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm})$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$$

Armatures de répartitions :

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

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$$

**c. Vérification de non poinçonnement :(BAEL, Art A.5.2.42)**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$q_u \leq \frac{0.045 \mu h f_{c28}}{\gamma_b}$$

$q_u$ : charge de calcul à L'ELU

$\mu_c$  : périmètre de contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen

$h$  : épaisseur totale de la dalle

$$\mu_c = 2(U+V) = 2(1.05 \times 1.05) = 4.2 \text{ m}$$

$$q_u \leq \frac{0.04 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times 25000}{1.5} = 472.5 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$$

$$q_u = 121.5 \text{ KN} \leq \frac{0.04 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = 472.5 \text{ KN}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**d. Vérification de la contrainte tangentielle BAEL91 : (Art A.5.2.2)**

On doit vérifier que:  $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$

$b = 1 \text{ m}$  ;  $d = 0.9 h_t = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}$

- **Au milieu de U :**

$$V_u = \frac{qu}{2L_y + L_x} = \frac{121.5}{2 \times 3.4 + 3.2} = 12.15 \text{ KN}$$

- **Au milieu de V :**

$$V_u = \frac{qu}{3L_y} = \frac{121.5}{3 \times 3.4} = 11.91 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{12.15 \times 1000}{1000 \times 130} = 0.093 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.093 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

**III.5.5. Calcul à l'ELS :****a. Les moments  $M_{x1}$ ,  $M_{y1}$  engendré par le système de levage :**

$$M_{x1} = P_s (M_1 + vM_2)$$

$$M_{y1} = P_s (M_2 + vM_1)$$

On a:  $P_s = P = 90 \text{ KN}$ ;  $v = 0.2$

$$\rightarrow M_{x1} = P_s (M_1 + vM_2) = 90 \times (0.142 + 0.2 \times 0.125) = 15.03 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_{y1} = P_s (M_2 + vM_1) = 90 \times (0.125 + 0.2 \times 0.142) = 13.80 \text{ KN.m}$$

**b. Calcul des moments dus au poids propre de la dalle:**

On a:  $q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$

Et:  $v = 0.2$ ;  $\mu_x = 0.0491$ ;  $\mu_y = 0.906$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0.0491 \times 4.75 \times 3.2^2 = 2.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0.906 \times 2.38 = 2.156 \text{ KN.m}$$

**c. Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 15.03 + 2.38 = 17.41 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 13.8 + 2.156 = 15.95 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte des semi-encastres de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront déterminés en leur affectant le coefficient (0.85) en travée et (0.3) aux appuis

- **Sens  $L_x$  :**

**En travées :**

$$M_x^t = 0.85 \times 17.41 = 14.79 \text{ KN.m}$$

**Aux appuis :**

$$M_x^a = -0.3 \times 17.41 = -5.223 \text{ KN.m}$$

- **Sens  $L_y$  :**

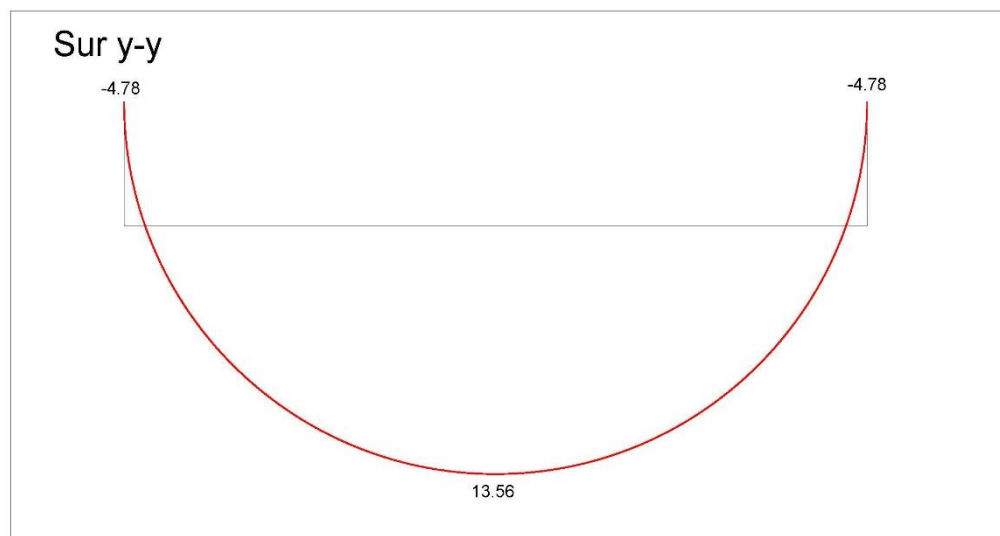
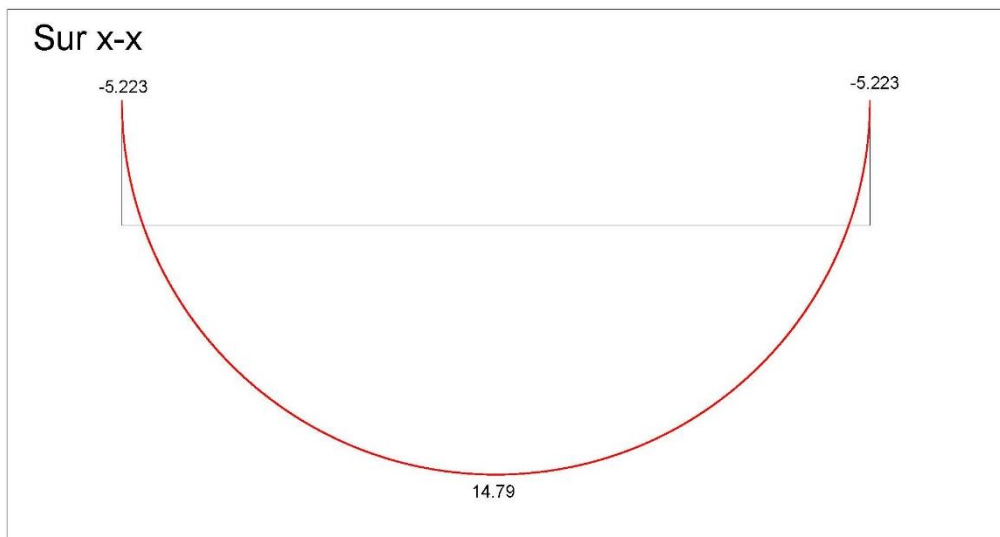
**En travées :**

$$M_x^t = 0.85 \times 15.95 = 13.56 \text{ KN.m}$$

**Aux appuis :**

$$M_x^a = -0.3 \times 15.95 = -4.78 \text{ KN.m}$$

**Diagramme des moments fléchissant :**



### III.5.6. Vérification à l'ELS :

#### a. Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu préjudiciable ; donc aucune vérification n'est nécessaire

#### b. Vérifications des Contraintes dans le béton et les aciers :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = k\sigma_{st} \leq \sigma = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

**Sens (X-X):**

- **En travée :**  $M_x^t = 14.79 \text{ KN.m}$  et  $A_t = 5.56 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 5.56}{100 \times 13} = 0.43$$

$$\rho = 0.43 \rightarrow K = 34.5 \rightarrow \beta = 0.899$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta d A_t} = \frac{14.79 \times 10^6}{0.899 \times 130 \times 565} = 223.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{223.98}{34.5} = 6.49 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

- **Aux appuis :**  $M_x^a = 5.223 \text{ KN.m}$  et  $A_a = 2.51 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0.193$$

$$\rho = 0.154 \rightarrow K = 54.44 \rightarrow \beta = 0.928$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta d A_a} = \frac{5.223 \times 10^6}{0.928 \times 130 \times 251} = 172.48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{172.48}{54.44} = 3.16 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

**Sens (Y-Y) :**

- **En travée :**  $M_y^t = 13.56 \text{ KN.m}$  et  $A_t = 5.65 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.43$$

$$\rho = 0.43 \rightarrow K = 34.5 \rightarrow \beta = 0.899$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta d A_t} = \frac{13.56 \times 10^6}{0.899 \times 130 \times 565} = 204.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{204.27}{34.5} = 5.92 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

- **Aux appuis :**  $M_y^a = 4.78 \text{ KN.m}$  et  $A_a = 2.51 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0.193$$

$$\rho = 0.193 \rightarrow K = 54.44 \rightarrow \beta = 0.928$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ma}{\beta_1 d A_a} = \frac{2.016 \times 10^6}{0.928 \times 130 \times 251} = 157.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{157.85}{54.44} = 2.89 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

### c. Vérification de la flèche :

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

- $\frac{H_t}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 M_x} \rightarrow \frac{15}{320} = 0.046 \geq \frac{0.85}{20} = 0.042 \rightarrow \text{CV}$
- $\frac{A_x}{b d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{A_x}{b d} = \frac{2.51}{100 \times 13} = 0.0019 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \rightarrow \text{CV}$

Avec :

h: hauteur de dalle égale à 15 cm

$M_x^t$  : Moment en travée de la dalle continue dans la direction  $l_x$

$M_x$ : Moment isostatique dans la direction de (x-x) pour une bande de largeur égale à (1m)

$A_x$ : Section d'armature par bande de largeur égale à 1(m)

d: hauteur utile de la bande

b: la largeur de bande égale a (1m)

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas nécessité de vérifier la flèche

### Conclusion :

Le ferrailage de la dalle salle machine est :

#### Sens (X-X) :

En travée : 5HA12 ;  $S_t = 20 \text{ cm}$

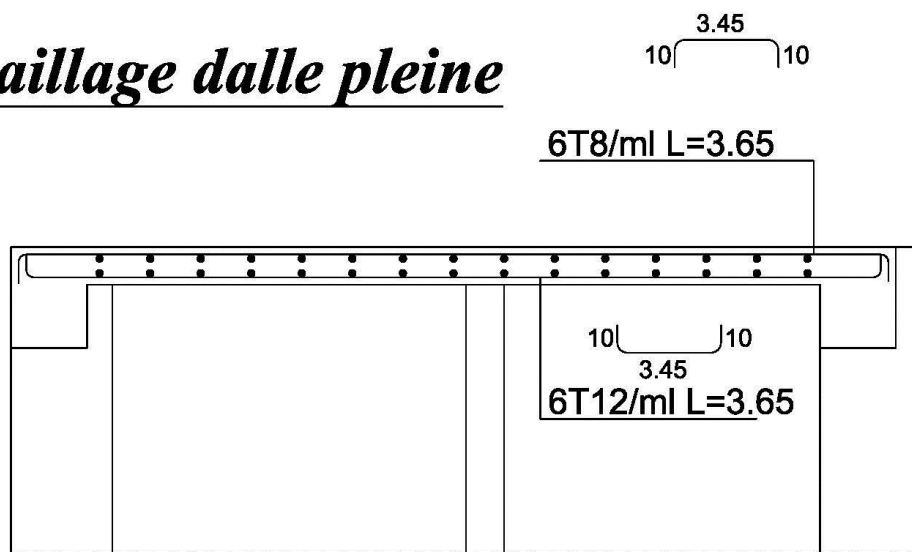
Aux appuis : 5HA8 ;  $S_t = 20 \text{ cm}$

#### Sens (Y-Y) :

En travée : 5HA12 ;  $S_t = 20 \text{ cm}$

Aux appuis : 5HA8 ;  $S_t = 20 \text{ cm}$

## *Ferrailage dalle pleine*



### III.6. L'acrotère :

L'acrotère est un élément en assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toutes chutes.

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse dont la section la plus dangereuse se situe au niveau de l'encastrement. Son ferrailage se calcul pour une bande de 1 ml en flexion composée.

-L'effort normal  $N_G$  dû à son poids propre.

-Surcharge horizontale  $Q$  due à la main courante estimée à 1(KN/ml) non pondérée provoquant un moment de flexion ( $M_Q$ ).

-L'effort sismique.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont préjudiciables.

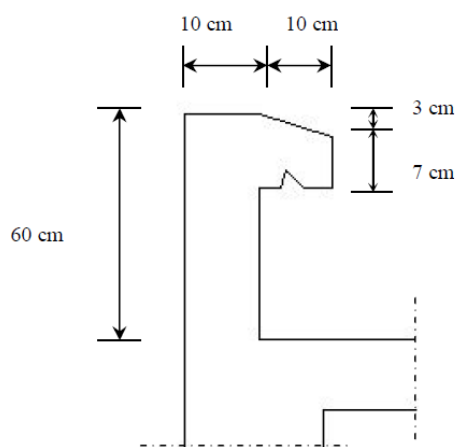


Figure III.16 : coupe vertical de l'acrotère.

#### III.6.1. Calcul des sollicitations :

- **La charge permanente de l'acrotère :**

Poids propre de 1m de largeur de l'acrotère

$$G = \rho \times S$$

$\rho$  : Masse volumique du béton =  $2500\text{Kg/m}^3 = 25\text{KN/m}^3$ .

S: Section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 \times \left( \frac{0.03 \times 0.1}{2} \right) + (0.07 \times 0.1) + (0.6 \times 0.1) = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

- **Surcharge d'exploitation horizontale :**

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

**Effort tranchant dû à la poussée latérale T :**

$$T = Q \times 1 \text{ ml} = 1\text{KN}.$$

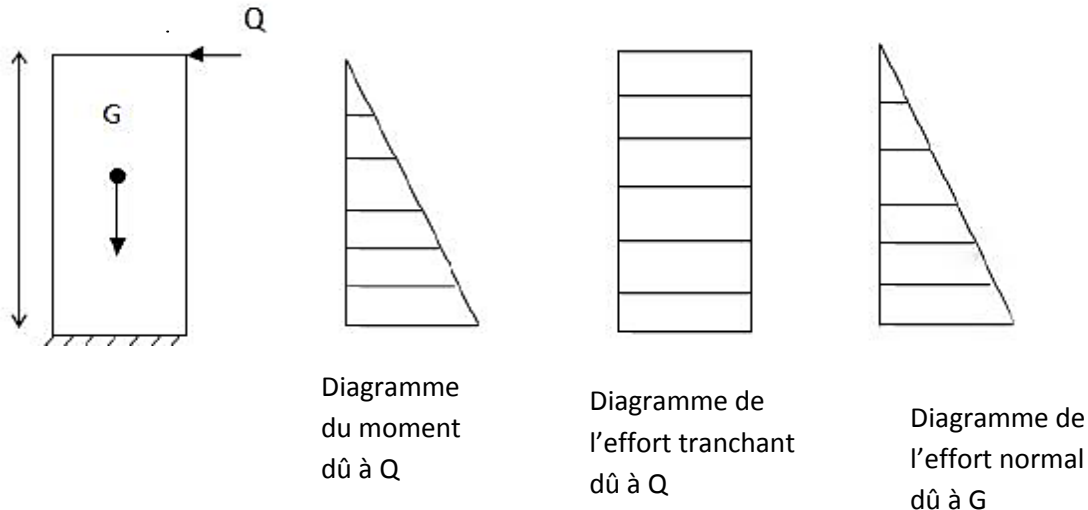
**Effort normale dû au poids propre:**

$$N_G = G \times 1 = 1.7125 \text{ KN.}$$

**Moment de renversement dû à Q:**

$$M_Q = Q \times H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN /m.}$$

**Diagrammes des efforts :**



**Combinaisons de charges :**

**ELU:**  $1.35G + 1.5Q$

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 1.35 \times 1.7125 = 2.31 \text{ KN/ml}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.}$$

$$M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

**ELS:**  $G + Q$

$$N_s = N_G + N_Q = 1.7125 \text{ KN.}$$

$$M_s = M_G + M_Q = 0.6 \text{ KN.ml}$$

$$T_s = 1 \text{ KN}$$

### III.6.2. Ferrailage de l'acrotère :

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous  $N_u$  et  $M_u$ , puis passer à une vérification à l'ELS sous  $N_s$  et  $M_s$ .  
Le calcul se fera pour une bande de 1m.

Avec :

h: épaisseur de la section ; h = 10cm.

b: largeur de la section ; b = 100 cm.

c et c' : enrobage ;  $c = c' = 3$  cm.

d : hauteur utile ;  $d = h - c = 7$  cm.

- **Position du centre de pression :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.31} = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm}$$

$$e_u = 35 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm}$$

$e_u > \frac{h}{2} - c \rightarrow$  le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée donc la section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis on sera mène a la flexion composée.

- **Calcul en flexion simple :**

- Le moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g ; \text{ avec : } g = e_u + \frac{h}{2} - c$$

$$g = 35 + \frac{10}{2} - 3 = 37 \text{ cm}$$

$$M_f = 2.31 \times 0.37 = 0.854 \text{ KN.m}$$

- Le moment ultime réduit :**

$$\mu = \frac{M_f}{bdF_{bu}} = \frac{0.854 \times 10^3}{100 \times 7 \times 7 \times 14.2} = 0.012 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures comprimée ne sont pas nécessaire ;  $A_{sc} = 0$

$$\mu = 0.012 \rightarrow \beta = 0.994$$

- Armatures fictives :**

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.854 \times 10^3}{0.994 \times 7 \times 348} = 0.352 \text{ cm}^2$$

- Armatures réelles :**

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.352 - \frac{2.31 \times 10^3}{348 \times 100} = 0.285 \text{ cm}^2$$

### III.6.3. Vérification à l'ELU :

- **La condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq A_{\min} = \frac{0.23 f_t 28 b d}{f_e} \left( \frac{e_s - 0.455 d}{e_s - 0.185 d} \right) ; \text{ avec :}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.7125} = 0.35$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} \left( \frac{35 - 0.455 \times 7}{35 - 0.185 \times 7} \right) = 0.791 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } A_{st} = 0.285 \text{ cm}^2 \leq A_{\min} = 0.791 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée, alors on adoptera la section minimale

$$A_{st} = A_{\min} = 0.791 \text{ cm}^2$$

Donc ; soit 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>, avec un espacement de  $S_t = 25 \text{ cm}$

#### Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.51 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>, avec un espacement de  $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \tau = \text{Min} \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1.5 \times 1000}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} < \tau = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

- **Vérification de l'adhérence des barres :**

$$\tau_u \leq \tau = \Psi_s f_{t28}$$

$$\text{Avec : } \tau = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \tau_u = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{1.5 \times 1000}{0.9 \times 70 \times 100.48} = 0.236 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } \tau_u = 0.236 \text{ MPa} \leq \tau = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres

- **Vérification des espacements des barres :**

La fissuration est préjudiciable, donc :

$$S_t \leq \min (2h; 25) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (2 \times 10; 25) = 20 \text{ cm}$$

h: l'épaisseur de la section de l'acrotère

### III.6.4. Vérification à l'ELS :

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit donc vérifier les conditions suivantes :

✓ **Vérification des contraintes d'ouvertures des fissures dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5f_e; 110\sqrt{\eta ft28}) \right)$$

$\eta$ : Coefficient de fissuration;  $\eta = 1.6$  pour HA et  $\eta = 1$  pour RL

Dans notre cas :

$$\eta = 1.6$$

$$\sigma_{st} = \min \left( \frac{2}{3} \times 400 ; \max(0.5 \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}) \right)$$

$$\sigma_{st} = \min (266.67; \max (200; 201.63))$$

$$\sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100At}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.284$$

$$\rho = 0.287 \rightarrow K = 43.82 \rightarrow \beta = 0.916$$

$$\sigma_{st} = \frac{Mt}{\beta d At} = \frac{0.6 \times 1000}{0.916 \times 7 \times 2.01} = 46.55 \text{ MPa}$$

$$D'où: \sigma_{st} = 46.77 \text{ MPa} < \sigma = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton:**

$$\sigma_{bc} < \sigma$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{46.77}{43.82} = 1.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.06 \text{ MPa} < \sigma = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

• **Vérification de l'acrotère au séisme :(RPA art 6.2.3)**

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

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

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de la zone et le groupe d'usage appropriés, tiré du RPA (voir tableau 4.1) dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2)  $A = 0.15$

**C<sub>p</sub>** : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (valeurs tiré du RPA

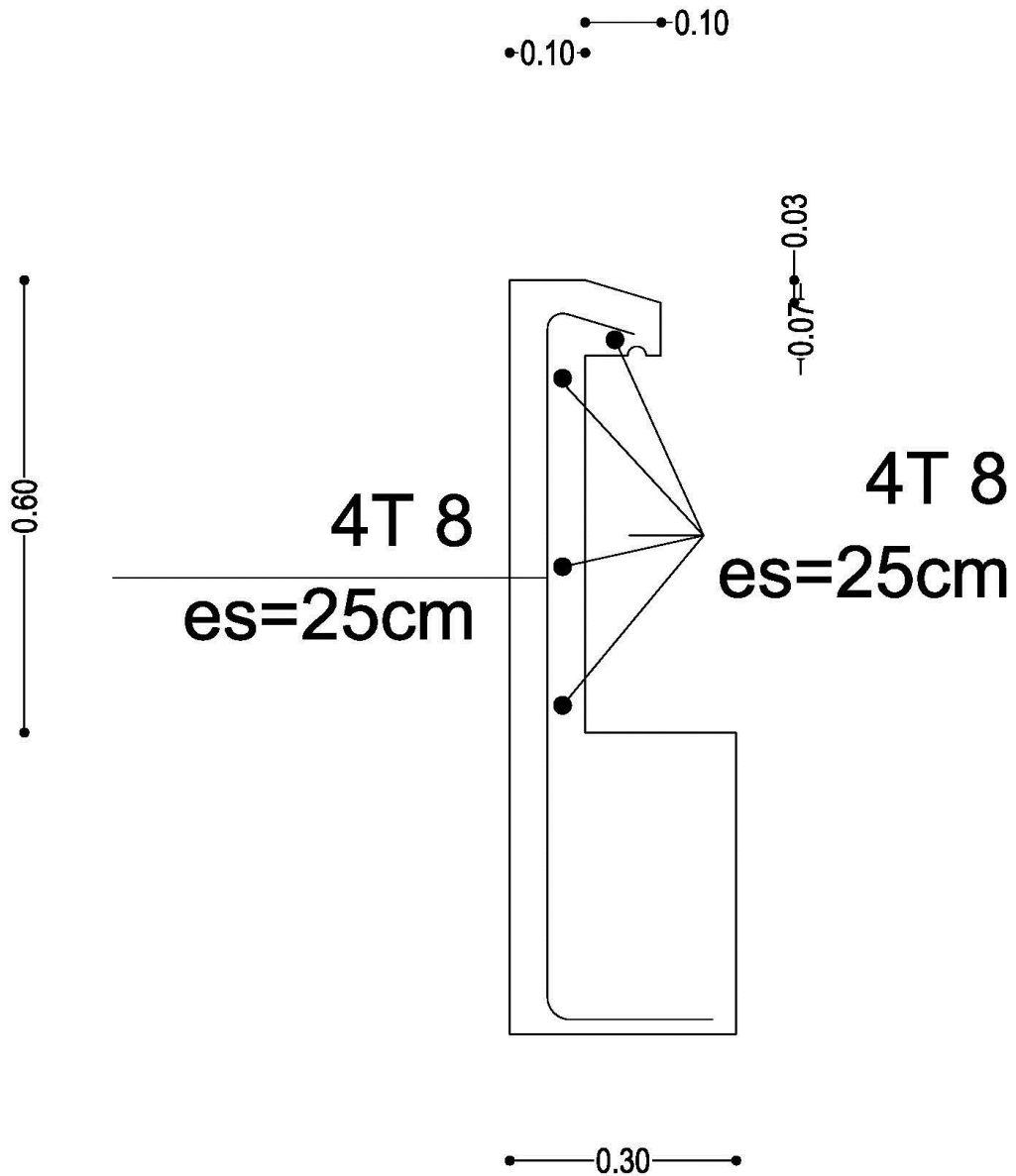
Dans notre cas on prend : **C<sub>p</sub> = 0.8**

$W_p$ : Poids de l'acrotère,  $W_p = 1.7125 \text{ KN/ml}$

D'où :

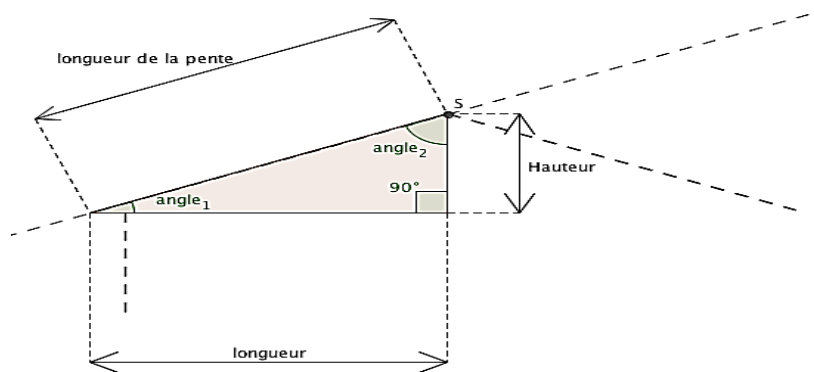
$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.7125 = 0.822 \text{ KN /ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \rightarrow \text{CV}$$

# Ferraillage acrotère



### III.7. ETUDE DE LA CHARPENTE :

Notre bâtiment comporte une charpente en bois supportant une couverture en tuile mécanique. Elle présente deux versants inclinés et reposant de part et d'autre sur des murs de pignons. Dans l'étude cette charpente, nous nous intéresserons à déterminer les efforts revenant à chaque élément (pannes, chevrons et liteaux) puis vérifier leur résistance sous différentes sollicitations.



#### Les différents éléments de la charpente :

Tuiles

Liteaux

Chevrons

Pannes sablières, pannes ventrières ou intermédiaires et pannes faitière

Murs pignons

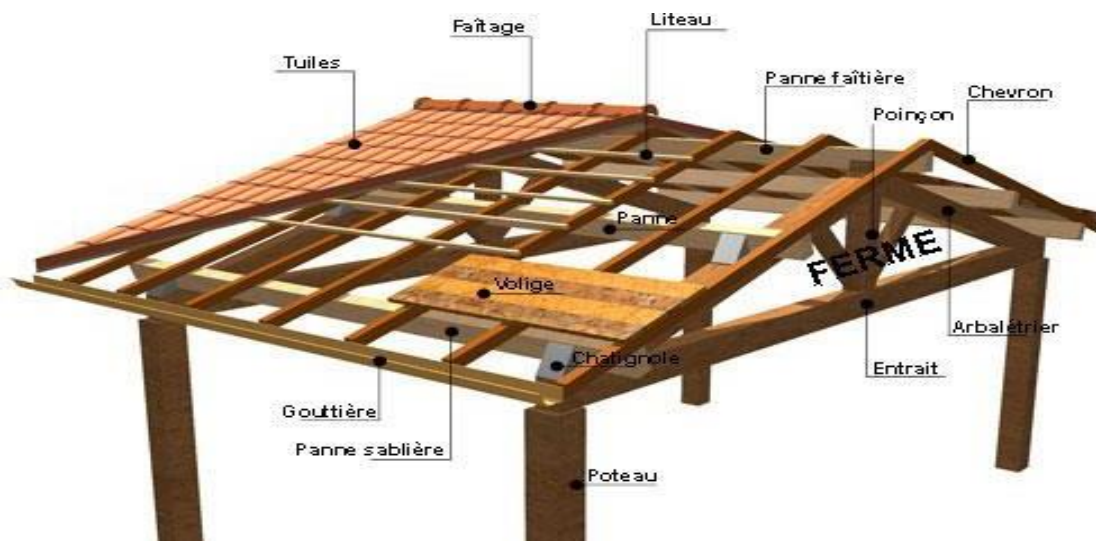


Figure III.17 : les éléments de la charpente

### III.7.1. Déterminations des charges et surcharges :

#### Charges permanentes G :

Poids de la tuile (litesaux compris) :  $0.4 \text{ KN/m}^2$

Poids des pannes et chevrons :  $0.1 \text{ KN/m}^2$

D'où :  $G = 0.5 \text{ KN/m}^2$

#### Charges d'exploitation Q :

$Q = 1 \text{ KN/m}^2$

#### Combinaison des charges :

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

$q_u = 1.35 \times 0.5 + 1.5 \times 1 = 2.175 \text{ KN/ml}$

**A l'ELS** :  $q_u = G + Q$

$q_u = 0.5 + 1 = 1.5 \text{ KN/ml}$

### III.7.2. Détermination des efforts revenant à chaque élément :

#### a. Efforts revenant aux pannes :

- Espacement des pannes :

$0.8 \text{ m} \leq e_p \leq 1.8 \text{ m}$  ; On prend :  $e_p = 1 \text{ m}$

- Portée des pannes : On prend :  $L_{\text{panne}} = 3.80 \text{ m}$

D'où :  $q_p = q_u \times e_p = 2.175 \times 1 = 2.175 \text{ KN/ml}$

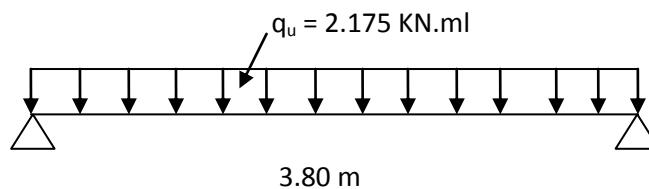


Figure III.18 : Schéma statique de la panne

**b. Efforts revenant aux chevrons :**

- Espacement des chevrons :

$0.2 \text{ m} \leq e_c \leq 0.6 \text{ m}$  ; On prend :  $e_c = 0.5 \text{ m}$

- Portée des chevrons : On prend :  $L_c = 1 \text{ m}$

D'où :  $q_c = q_u \times e_c = 2.175 \times 0.5 = 1.0875 \text{ KN/ml}$

**c. Efforts revenant aux liteaux :**

- Espacement aux liteaux :  $e_L = 0.3 \text{ m}$
- Portée des liteaux :  $L = 0.5 \text{ m}$

D'où :  $q = q_u \times e_L = 2.175 \times 0.3 = 0.652 \text{ KN/ml}$

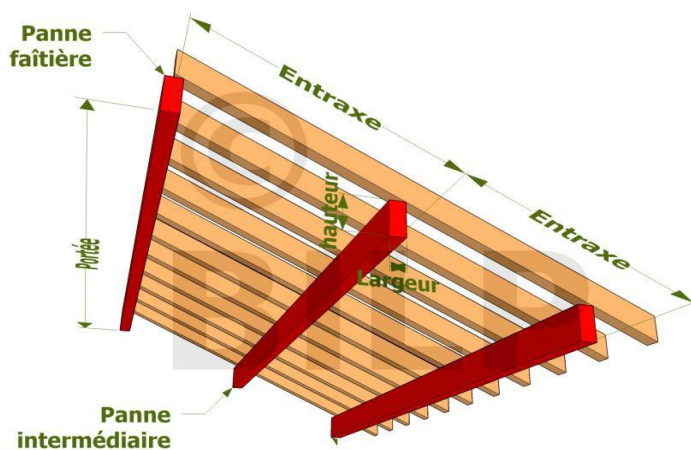
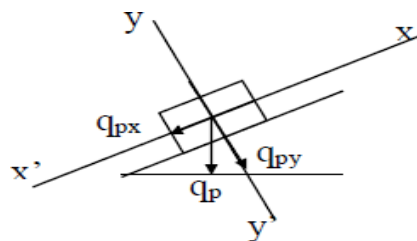
**III.7.3. Détermination des sections :****➤ Calcul des pannes :**

Figure III.19 : Schéma de la panne

Le calcul ces pannes se fait en flexion déviée :



- Versant  $\alpha = 20^\circ$

Suivant l'axe X-X :  $q_x = q_p \sin \alpha = 2.175 \times 0.342 = 0.74 \text{ KN/ml}$

Suivant l'axe Y-Y :  $q_y = q_p \cos \alpha = 2.175 \times 0.94 = 2.045 \text{ KN/ml}$

### Vérification des contraintes :

Le bois utilisé est le bois sapin est de catégorie 1, d'après le CB71

Donc la contrainte admissible  $\sigma_f = 142 \text{ daN/cm}^2$

$$\sigma_f = \sigma_{fx} + \sigma_{fy} \leq \sigma \rightarrow \frac{M_{fxv}}{I_{xx'}} + \frac{M_{fyv}}{I_{yy'}} \leq \sigma$$

### Moment de flexion :

Suivant l'axe X-X :  $M_{fx} = \frac{1}{8} q_x L_p^2 = 0.125 \times 0.74 \times 3.8^2 = 1.34 \text{ KN.m}$

Suivant l'axe Y-Y :  $M_{fy} = \frac{1}{8} q_y L_p^2 = 0.125 \times 2.045 \times 3.8^2 = 3.69 \text{ KN.m}$

### Choix de la section des pannes :

Soit une section de  $(15 \times 22) \text{ cm}^2$

#### ✓ Module de résistance:

$$\frac{I_{xx'}}{v} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = 1210 \text{ cm}^3 \rightarrow W_x = 1210 \text{ cm}^3$$

$$\frac{I_{yy'}}{v} = \frac{\frac{hb^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{hb^2}{6} = 825 \text{ cm}^3 \rightarrow W_y = 825 \text{ cm}^3$$

#### ✓ Les contraintes:

$$\sigma_f = \frac{M_{fxv}}{I_{xx'}} + \frac{M_{fyv}}{I_{yy'}} = \frac{1.34 \times 10^4}{1210} + \frac{3.69 \times 10^4}{825} = 44.74 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 44.74 \text{ daN/cm}^2 < \sigma = 142 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

Donc la section adoptée est admise

**Vérification de la flèche pour les pannes :**

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison G+Q

$$q_p = q_s \times e_p = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN/ml}$$

- Versant  $\alpha = 20^\circ$

Suivant l'axe X-X :  $q_x = q_p \sin\alpha = 1.5 \times 0.342 = 0.513 \text{ KN/ml}$

Suivant l'axe Y-Y :  $q_y = q_p \cos\alpha = 1.5 \times 0.94 = 1.41 \text{ KN/ml}$

La flèche admissible est :

$$f = \frac{L}{500} ; \text{ avec : } L : \text{ la portée de la panne}$$

$$f = \frac{L}{300} = f = \frac{380}{300} = 1.26 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche réelle est donnée par : **(Art4.011CB71)**

$$f = \frac{5 \sigma_f L p^2}{48 E_f h / 2} ; \text{ avec : } E_f = 11000 \sqrt{\sigma_f}$$

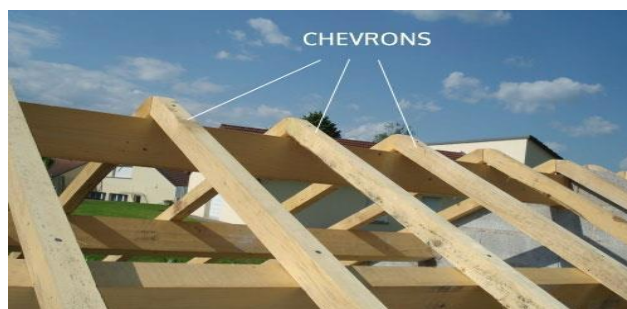
$E_f$  : le module de déformation de la flèche

$$E_f = 11000 \sqrt{142} = 131080.128 \text{ daN/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 44.74 \times 380^2}{48 \times 131080.128 \times 11} = 0.47 \text{ cm} < 1.26 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$$

La section de la panne choisie (15x22) cm<sup>2</sup> est admise

➤ **Calcul des chevrons :**



**Figure III.20 : la mise en œuvre des chevrons**

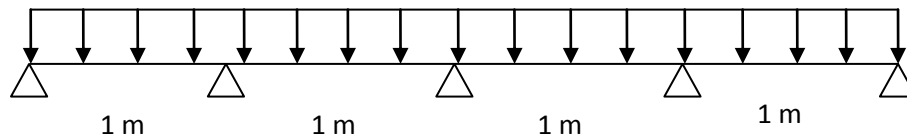
Le calcul se fera en flexion simple sous la charge  $q_c$ , le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis ; comme le montre le schéma ci-après. La section du chevron est de  $(50 \times 70) \text{ mm}^2$

On doit vérifier que :

$$\sigma_f = \frac{M_{fx} v}{I_{xx'}} \leq \sigma = 142 \text{ daN/cm}^2$$

Sachant que les appuis sont déformables et en tenant compte de la continuité au niveau de ceux-ci, les moments en travées ainsi qu'aux appuis sont donnés par :

- Aux appuis :  $M_{fa} = \frac{4}{5} M_0$
- En travée :  $M_{ft} = \frac{2}{3} M_0$



**Vérification de la contrainte admissible du bois :**

$$\text{On doit vérifier : } \frac{M_f}{\frac{I}{v}} \leq \sigma$$

$$q_c = q_u \times e_c = 2.175 \times 0.5 = 1.0875 \text{ KN/ml}$$

**Calcul des moments de flexion :**

$$\text{Le moment isostatique : } M_0 = \frac{1}{8} q_c L_c^2 = 0.125 \times 1.0875 \times 1^2 = 0.14 \text{ KN.m}$$

- Aux appuis :  $M_{fa} = \frac{4}{5} M_0 = 0.112 \text{ KN.m}$
- En travée :  $M_{ft} = \frac{2}{3} M_0 = 0.093 \text{ KN.m}$

Essai : pour un chevron de section  $(5 \times 7) \text{ cm}^2$

✓ **Module de résistance :**

$$\frac{I_{xx}}{\frac{1}{v}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{5 \times 7^2}{6} = 40.83 \text{ cm}^3 \rightarrow W_x = 40.83 \text{ cm}^3;$$

✓ Verification:

- Aux appui:

$$\sigma = \frac{Ma}{W_{xx}} = \frac{0.112}{40.83} = 27.43 \leq \sigma = 142 \text{ daN/cm}^2$$

- En travée :

$$\sigma = \frac{Mt}{W_{xx}} = \frac{0.093}{40.83} = 22.78 \leq \sigma = 142 \text{ daN/cm}^2$$

### Vérification de la flèche :

Selon les règlements CBA-71, la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant les couvertures (tuiles, chevrons, liteaux) est :

La flèche admissible est :

$$f = \frac{Lc}{200} ; \text{ avec } L : \text{ la portée du chevron}$$

$$f = \frac{100}{200} = 0.5 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche réelle est donnée par :

$$f = \frac{5 \sigma f Lc^2}{48 E f h/2} \leq f = \frac{Lc}{200} = 0.5 \text{ cm}$$

- Aux appuis:

$$f = \frac{5 \times 27.43 \times 100^2}{48 \times 131080.128 \times 7/2} = 0.06 < 0.5 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$$

- En travée:

$$f = \frac{5 \times 22.78 \times 100^2}{48 \times 131080.128 \times 7/2} = 0.05 < 0.5 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$$

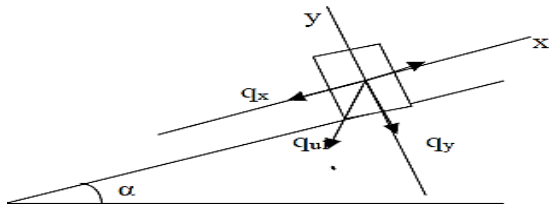
Les vérifications étant satisfaites, on maintient la section choisie (5x7) cm<sup>2</sup>

### ➤ Calcul des liteaux :

L'étude des liteaux se fera de la même manière que l'étude des pannes,  $e_p = 0.3 \text{ m}$

La portée des liteaux égale à l'espacement des chevrons,  $L = 0.5 \text{ m}$

A l'ELU :  $q_{uL} = 2.175 \times 0.3 = 0.652 \text{ KN/ml}$



### Vérification des contraintes :

$$\sigma_f = \sigma_{fx} + \sigma_{fy} \leq \sigma \rightarrow \frac{M_{fx}}{I_{xx}} + \frac{M_{fy}}{I_{yy}} \leq \sigma$$

### Moments de flexion :

- Versant  $\alpha = 20^\circ$

Suivant l'axe X-X :  $q_x = q_L \sin \alpha = 0.652 \times 0.342 = 0.223 \text{ KN/ml}$

Suivant l'axe Y-Y :  $q_y = q_L \cos \alpha = 0.652 \times 0.94 = 0.6131 \text{ KN/ml}$

### Vérification de la contrainte :

Le bois utilisé est le bois sapin de catégorie I, d'après les règles CB71 la contrainte admissible est de  $142 \text{ daN/cm}^2$

$$\sigma_f = \sigma_{fx} + \sigma_{fy} \leq \sigma \rightarrow \frac{M_{fxv}}{I_{xx'}} + \frac{M_{fyv}}{I_{yy'}} \leq \sigma$$

### Moment de flexion :

Suivant l'axe X-X :  $M_{fx} = \frac{1}{8} q_x L_p^2 = 0.125 \times 0.223 \times 0.5^2 = 0.007 \text{ KN.m}$

Suivant l'axe Y-Y :  $M_{fy} = \frac{1}{8} q_y L_p^2 = 0.125 \times 0.613 \times 0.5^2 = 0.019 \text{ KN.m}$

### Choix de la section des liteaux :

Soit une section de  $(3 \times 4) \text{ cm}^2$



Figure III.21: litem de section  $(3 \times 4) \text{ cm}^2$

**Calcul des moments de flexion :**

Le moment isostatique :  $M_0 = \frac{1}{8} q_L L^2 = 0.125 \times 0.652 \times 0.5^2 = 0.02 \text{ KN.m}$

- Aux appuis :  $M_{fa} = \frac{4}{5} M_0 = 0.016 \text{ KN.m}$
- En travée :  $M_{ft} = \frac{2}{3} M_0 = 0.013 \text{ KN.m}$

✓ **Module de résistance :**

$$\frac{I_{xx}}{\frac{1}{v}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times 4^2}{6} = 8 \text{ cm}^3 \rightarrow W_x = 8 \text{ cm}^3$$

$$\frac{I_{xx}}{\frac{1}{v}} = \frac{hb^2}{6} = \frac{4 \times 3^2}{6} = 6 \text{ cm}^3 \rightarrow W_x = 6 \text{ cm}^3$$

✓ **Les contraintes:**

$$\sigma_f = \frac{M_{fxv}}{I_{xx'}} + \frac{M_{fyv}}{I_{yy'}} = \frac{0.007 \times 10^4}{8} + \frac{0.019 \times 10^4}{6} = 40.42 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 40.42 \text{ daN/cm}^2 < \sigma = 142 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

Donc la section adoptée est admise

**Vérification de la flèche :**

Selon les règlements CBA-71, la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant les couvertures (tuiles, chevrons, liteaux) est :

La flèche admissible est :

$$f = \frac{L}{200} ; \text{ avec } L : \text{ la portée du liteau}$$

$$f = \frac{50}{200} = 0.25 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche réelle est donnée par :

$$f = \frac{5 \sigma_f L^2}{48 E_f h/2} \leq f = \frac{L}{200} = 0.25 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \times 40.42 \times 50^2}{48 \times 131080.128 \times 4/2} = 0.04 < 0.25 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$$

La condition est vérifiée, donc la section choisie est admise

### III.7.4. Assemblage de la charpente :

Nous optons pour un assemblage cloué utilisé en pratique, et donc l'assemblage des charpentes traditionnelles.

Les assemblages cloués sont utilisés dans les ouvrages importants, comportant de charges considérables.

Pour éviter que le bois ne fonde, il faut que le diamètre des clous soit en fonction de son épaisseur

$$\left. \begin{array}{l} e \leq 30 \text{ mm} \rightarrow d \leq \frac{e}{7} \\ e > 30 \text{ mm} \rightarrow d \leq \frac{e}{9} \end{array} \right\} \rightarrow \text{Pour le bois tendue}$$

$$\left. \begin{array}{l} e \leq 30 \text{ mm} \rightarrow d \leq \frac{e}{9} \\ e > 30 \text{ mm} \rightarrow d \leq \frac{e}{11} \end{array} \right\} \rightarrow \text{Pour le bois dur et sec}$$

Avec :

e : épaisseur du bois le plus mince a assemblé

d : diamètre des clous

Il est déconseillé de clouer sur un bois humide, car les trous s'élargie par dessiccation de bois

Pour la charpente de notre cas, le bois utilisé est le sapin ; le diamètre des clous qui seront utilisés pour clouer les liteaux et les chevrons est :

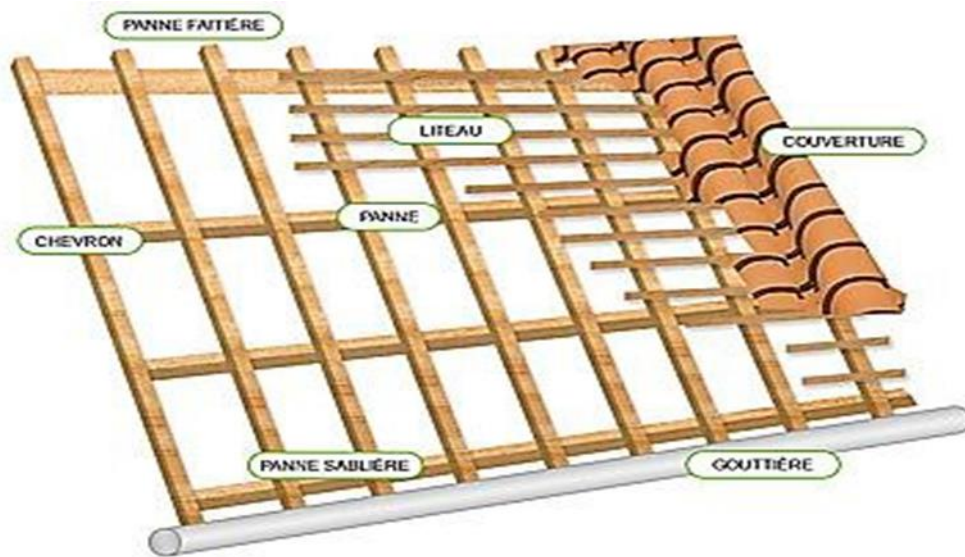
$$d = \frac{e}{9} = \frac{4}{9} = 0.44 \text{ cm}$$

Sachant que ; e : est l'épaisseur des liteaux (4 cm)

#### Conclusion :

Les sections de la toiture :

- Section des pannes : (15x22) cm<sup>2</sup>
- Section des chevrons : (50x70) mm<sup>2</sup>
- Section des liteaux : (30x40) mm<sup>2</sup>



1-la panne



22 cm

15 cm

2- chevron



70cm

50 cm

3-liteau



3 cm

4 cm

4-tuile



Figure III.22: représentation de charpente en bois

# **Chapitre IV**

## **Modélisation de la structure**

## IV.1.INTRODUCTION :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilise, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; pour cela, l'utilisation des méthodes numérique telle que la MEF est devenu indispensable.

Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et de contrôler en un temps réduit, dont ETABS, ROBOT, SAP....

Pour notre étude nous avons utilisé ETABS 9.6

## IV.2. PRINCIPE DE LA MEF:

La MEF est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux ; elle considère la structure comme un assemblage direct d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites des éléments.

## IV.3. DESCRIPTION DU LOGICIEL ETABS :

L'ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS) est un logiciel de conception, calcul et dimensionnement des bâtiments. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppés, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

### Rappel :

Grille line : ligne de grille

Joint : nœuds

Frame : portique

Shell : voile

Restreints : degrés de liberté

Loads : charges

Uniformed loads : point d'application de la charge

Define: définir

Concrete: beton

Steel: acier

Frame section: coffrage

Column: Poteau

Beam: poutre

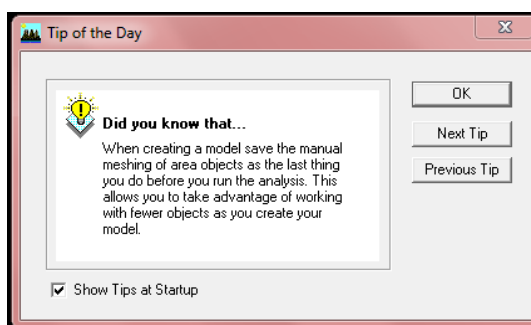
#### IV.4. ETAPES DE MODELISATION :

Les étapes de modélisation peuvent se résumer comme suit :

- 1) Introduction de la géométrie du modèle.
- 2) Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- 3) Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- 4) Affectation des éléments définis au modèle.
- 5) Définition des charges statiques (G, Q).
- 6) Introduction du spectre de réponse.
- 7) Définition de la charge sismique.
- 8) Chargement des éléments.
- 9) Introduction des combinaisons d'actions.

#### Etape 1 : Introduction de la géométrie du modèle :

La première étape à spécifier la géométrie de la structure à modéliser :



On clique sur OK

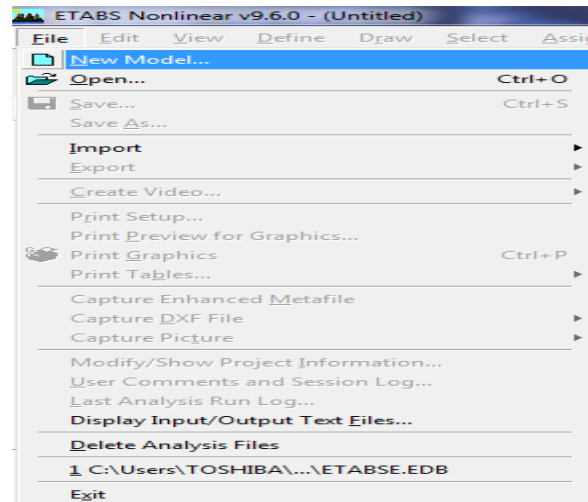
##### a. Choix de l'unité :

On doit choisir un système d'unité pour la saisie des données dans l'ETABS  
 Au bas de l'écran à côté droit, on sélectionne KN.m comme unité de travail.

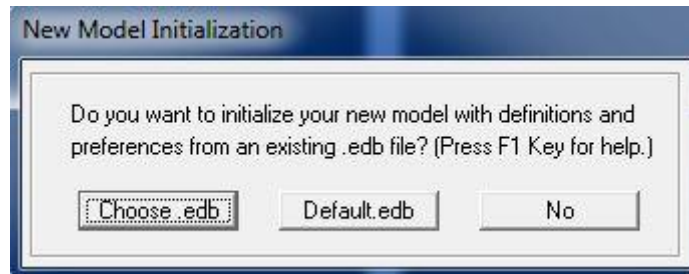


##### b. Géométrie de la base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**



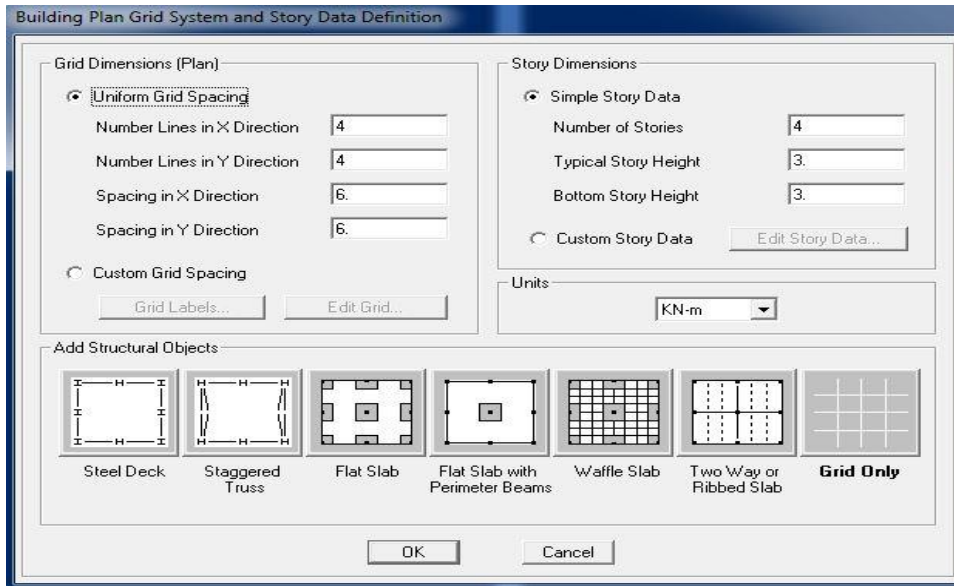
La fenêtre suivant s'ouvre et on clique sur **No**



**No** : utilisé pour créer un nouveau fichier vierge

La fenêtre qui va s'ouvrir alors permet d'introduire :

- Le nombre de lignes dans la direction X → Number lines in X direction
- Le nombre de lignes dans la direction Y → Number lines in Y direction
- Nombre de travées dans le sens de Y → Number of bays along Y
- Longueur de travée dans le sens de X entre axes → spacing in X direction
- Hauteur d'étage → story height
- Le nombre d'étage → Number of stories
- La hauteur d'étage courant → typical story height
- La hauteur d'étage en bas → bottom story height

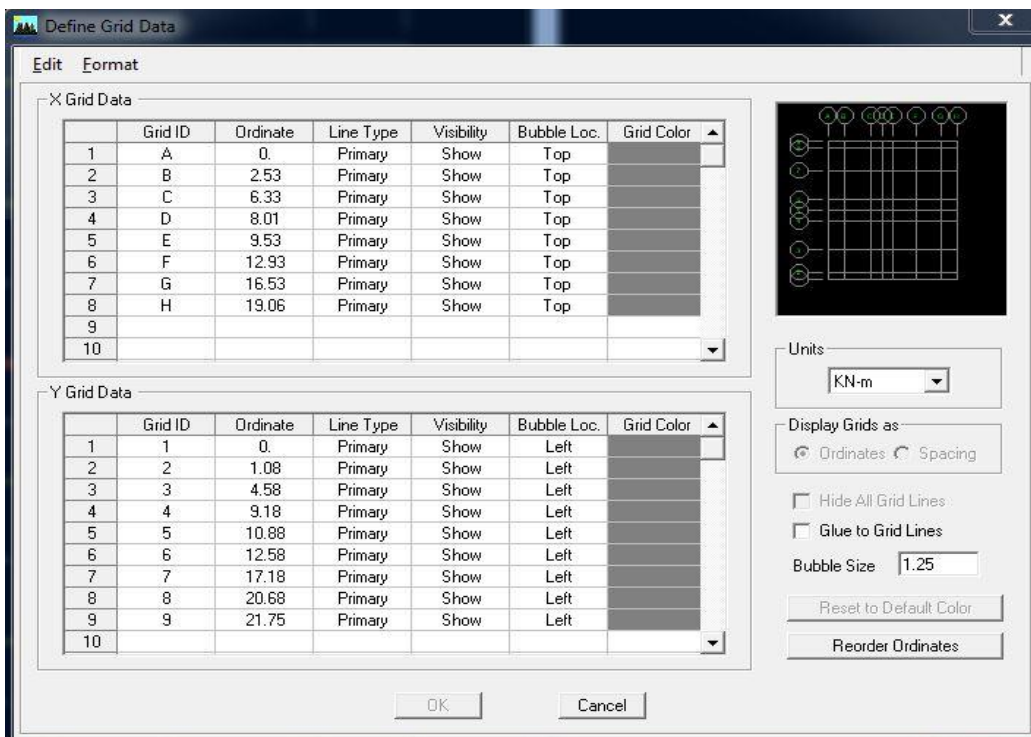


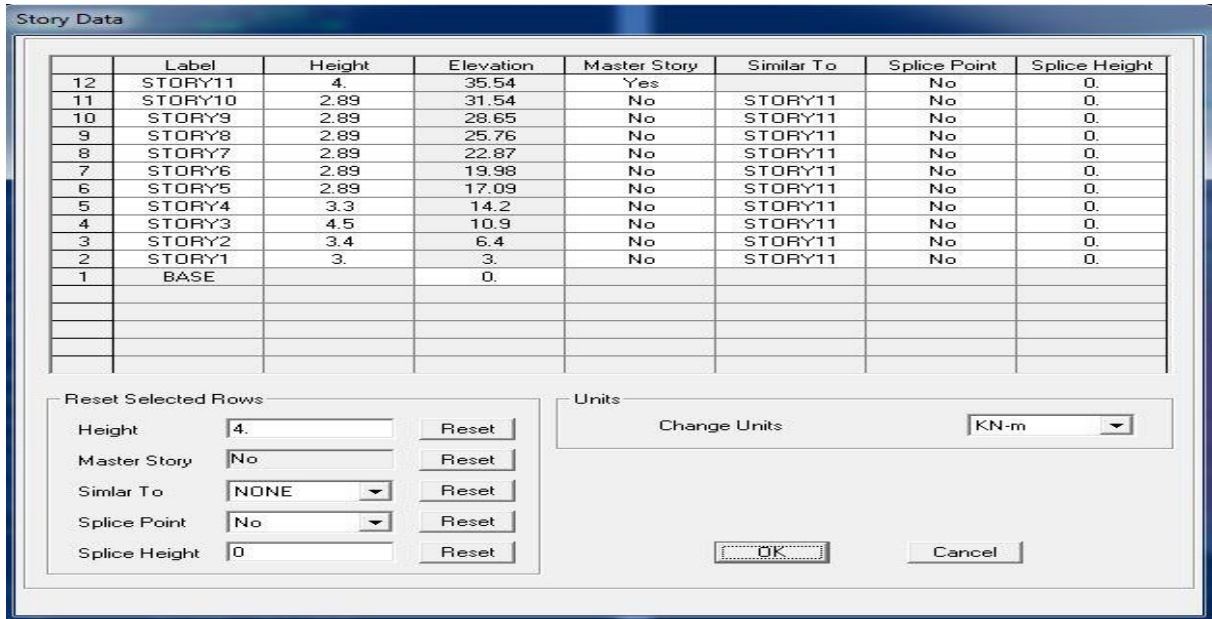
**c. Modification de la géométrie de la base :**

On clique sur **Custom Grid Spacing** → **Edit Grid** → **Spacing**



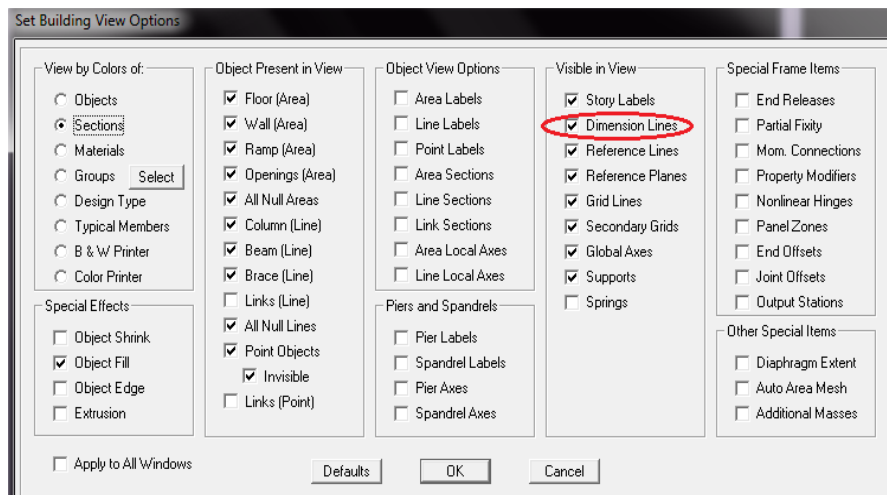
On introduit les distances des trames suivant X-X et Y-Y





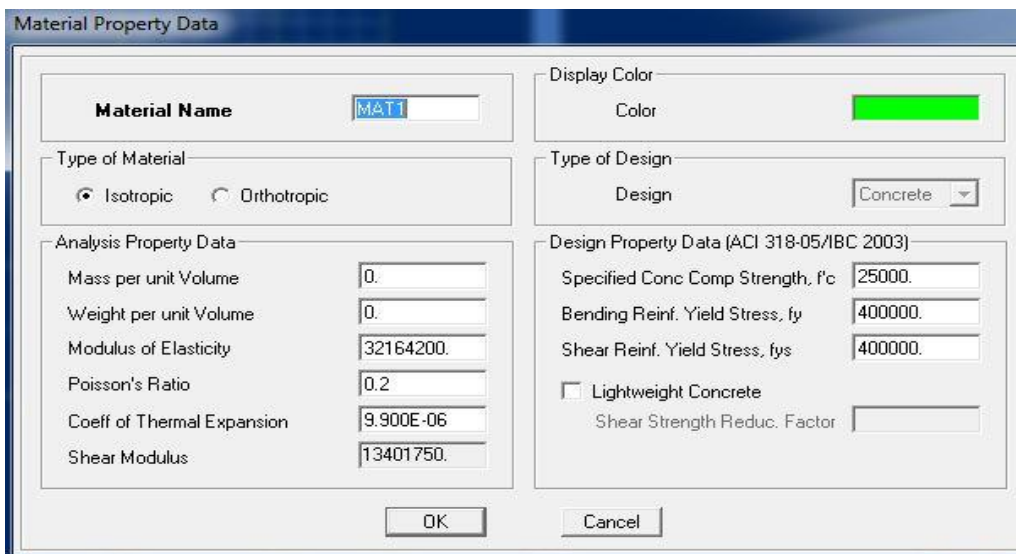
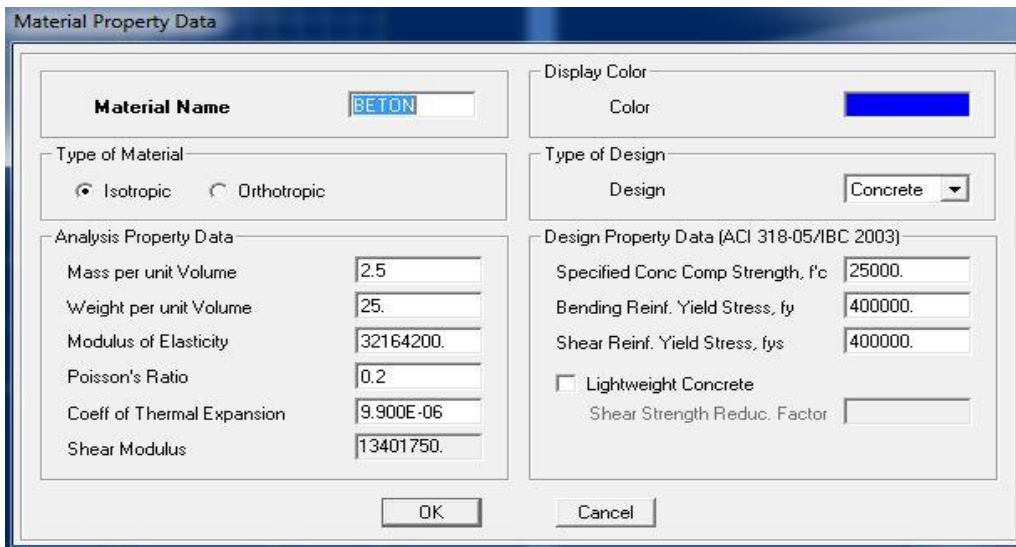
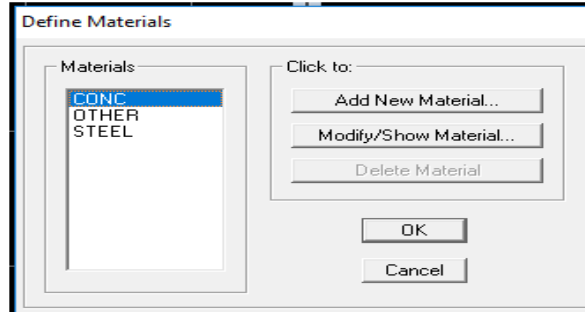
Après, on introduit les données précédentes (hauteur d'étage) comme indiqué sur l'image, on valide et on obtient deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D

Et pour vérifier les dimensions, **View → Set Building View Options**



**Etape 2 : Spécification des propriétés mécaniques des matériaux :**

Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques des matériaux  
**Define → Materials properties → Conc → Modify/Show Material**



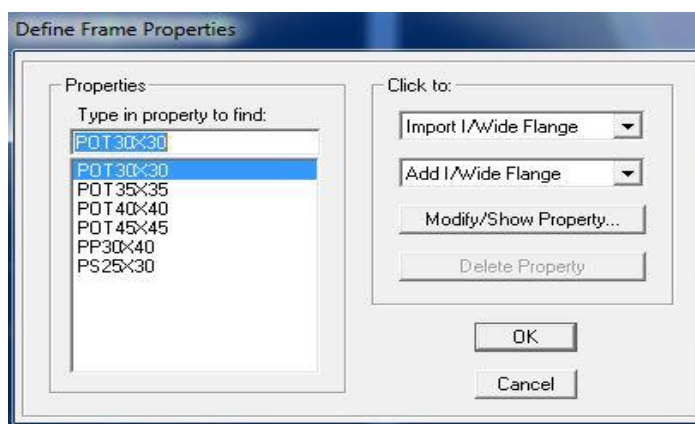
### Etape 3 : Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles) :

On va spécifier ou définir pour chaque groupe d'éléments des structures leurs propriétés géométriques (les poutres principales et secondaires, les poteaux, les poutrelles, les dalles pleines et les voiles) qui sont en béton armé, les démarches à suivre sont :

Pour les poteaux, les poutres et les poutrelles

Define → frame sections

Icône properties → **On sélection tout** → **Delete property**



Icône click to → **add rectangular** pour la section de poutre et des poteaux, et pour les poutrelles **add Tee**.

**Remarque** : dans l'introduction des propriétés des poutres et des poteaux il faut spécifier : **pour les poteaux** → **Column**, et **pour les poutres** → **Beam**

La fenêtre si dessous vas s'afficher et les valeurs à introduire vari selon :

Poutres principales 30x40 cm<sup>2</sup>

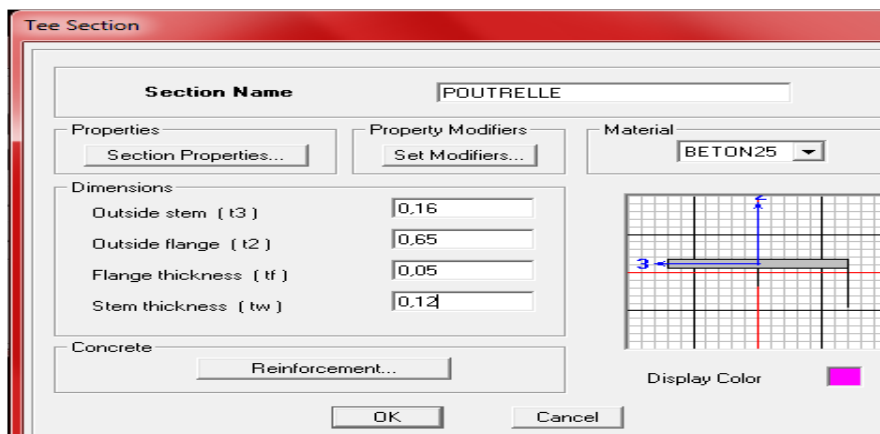
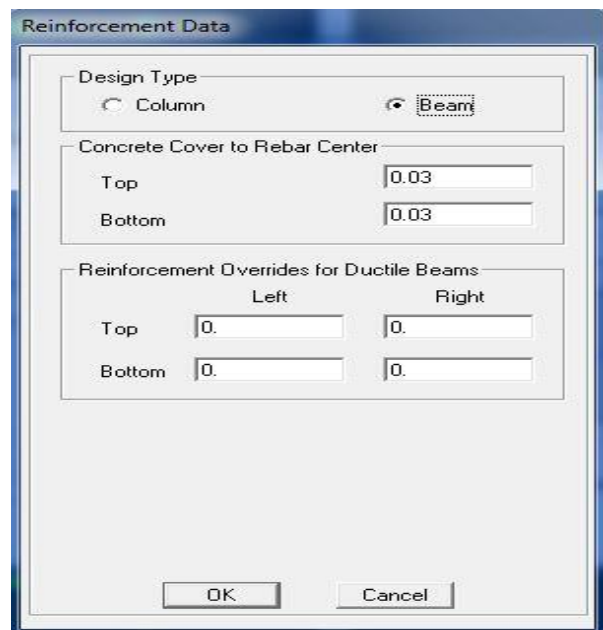
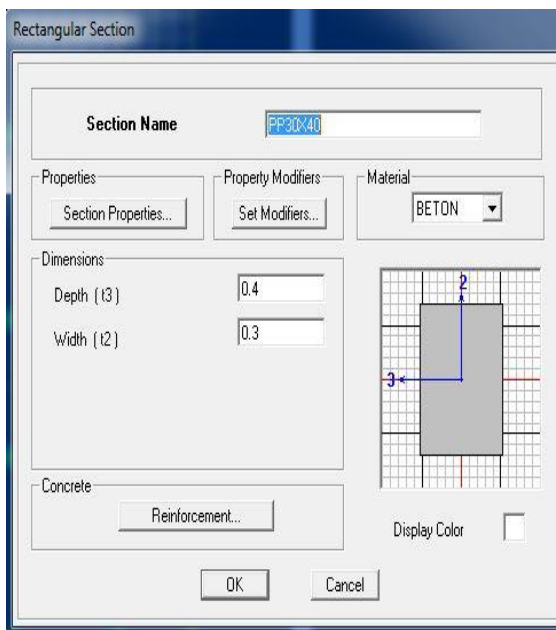
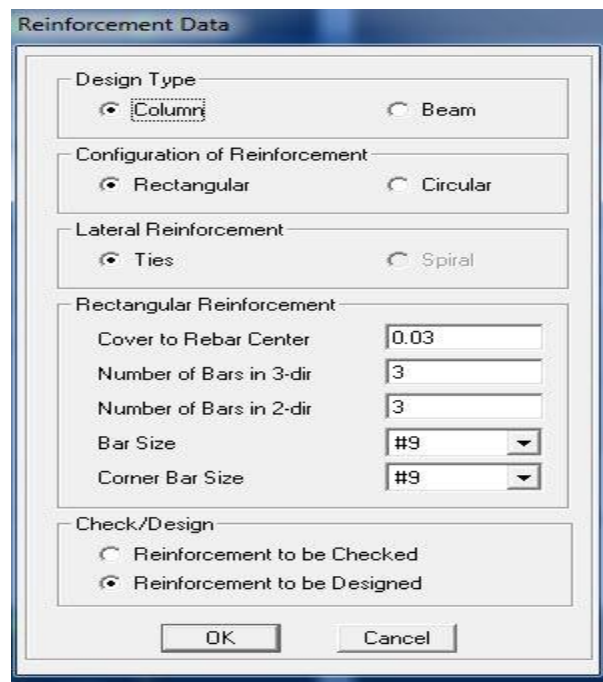
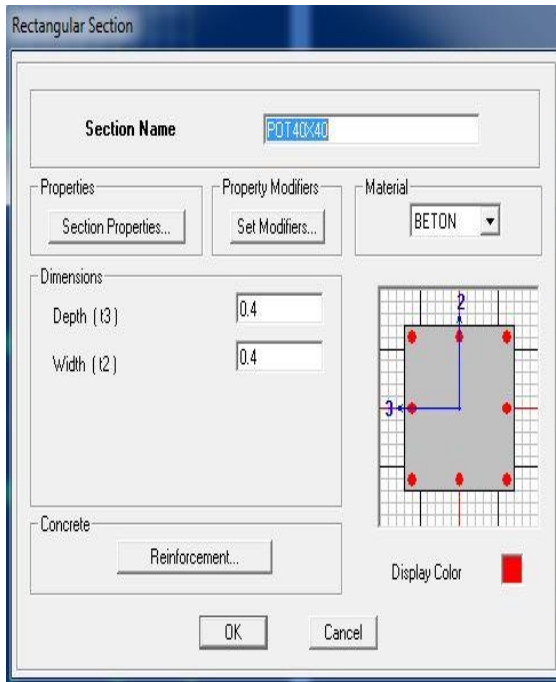
Poutre secondaire 25x30 cm<sup>2</sup>

Poteaux 45x45 cm<sup>2</sup> (Cave/Ssol1/Sol2)

Poteaux 40x40 cm<sup>2</sup> (RDC/ET1)

Poteaux 35x35 cm<sup>2</sup> (ET2/ET3)

Poteaux 30x30 cm<sup>2</sup> (ET4/Toit)



### Pour les voiles et les dalles pleines :

#### Define → Wall/ Slab/ Deck sections

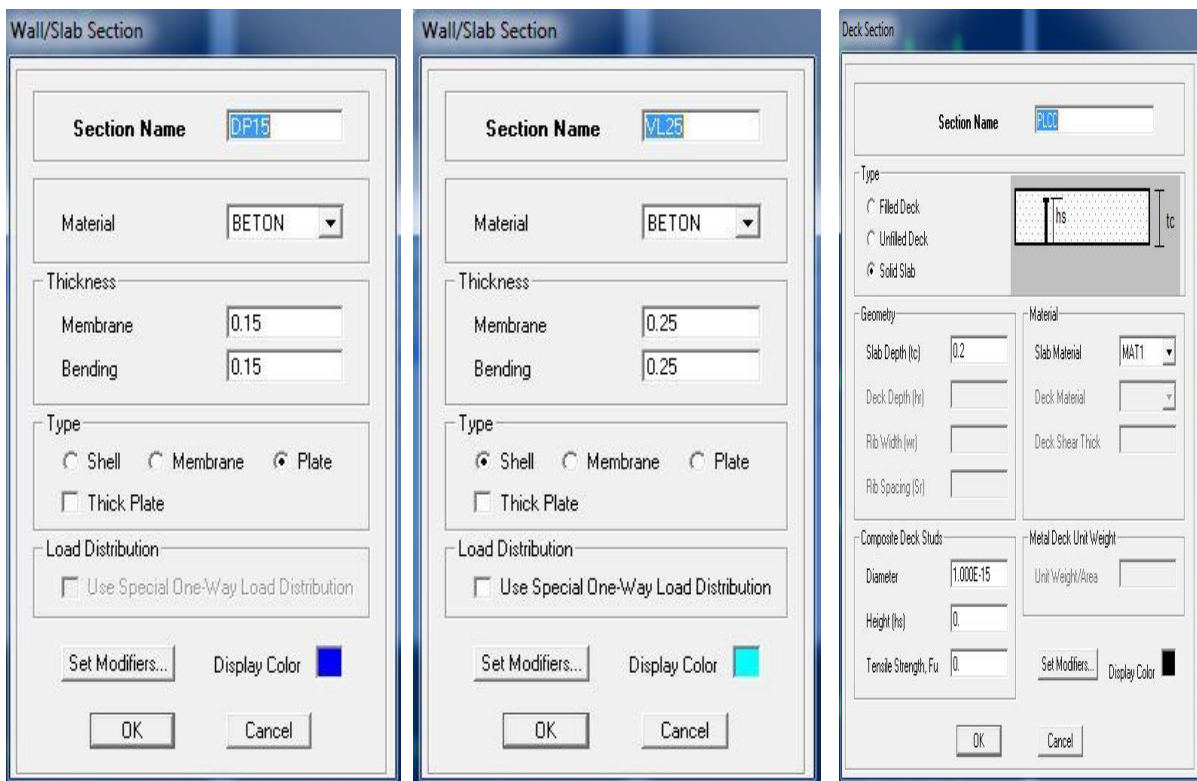
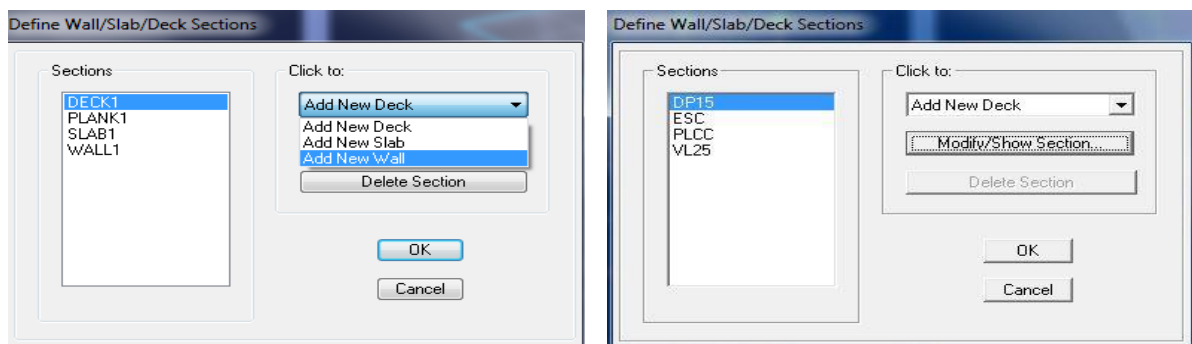
On distingue plusieurs types des éléments plaques qui sont :

- Élément Shell : il est utilisé pour la modélisation des voiles, dalles. Les sections de cet élément sont définies par l'épaisseur.
- Élément membrane : il est utilisé pour les éléments minces.
- Élément plate : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.

SLAB → Dalle

WALL → Voile

DECK → Plancher



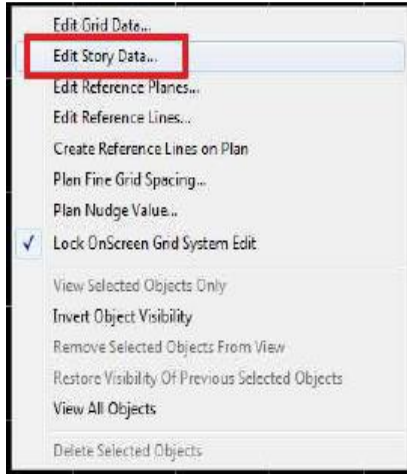
Dimensionnement des Dalles pleines

Dimensionnement des voiles

Dimensionnement du plancher corps creux

## Etape 4 : Affectation des éléments définis au model :

Pour affecter les sections définies aux différents éléments on doit suivre les étapes suivantes :



### Pour les poteaux :

Une boîte de dialogue apparaît et on sélectionne dans **Property of Object** le type de poteaux à placer selon l'étage correspondant :

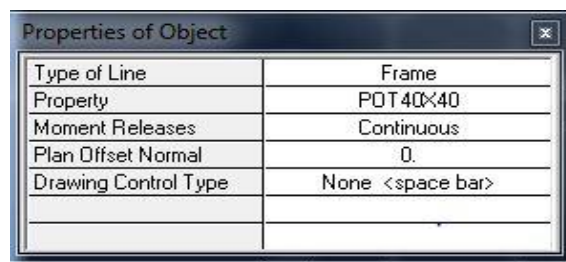
Cave ss01 et ss02 : 45x45 cm<sup>2</sup>

RDC étage 1 : 40x40 cm<sup>2</sup>

Etage 2,3 : 35x35 cm<sup>2</sup>

Etage 4, 5, 6, Toit : 30x30 cm<sup>2</sup>

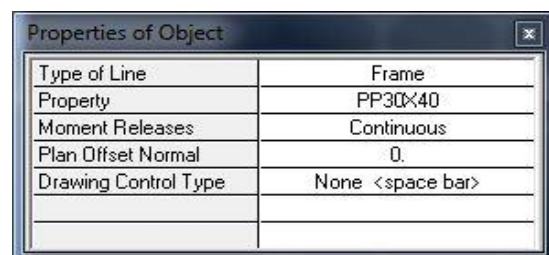
On place les poteaux dans leur place conformément au plan d'architecte



Une boîte de dialogue apparaît et on sélectionne dans **Property of Object** le type de la poutre à placer :

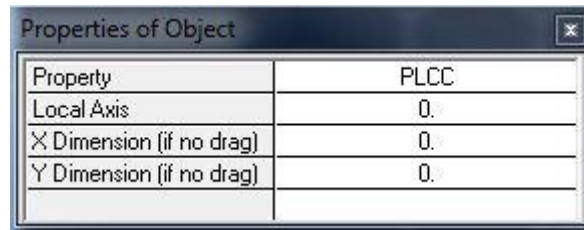
Poutre secondaire 35x30 cm<sup>2</sup>

Poutre principale 30x40 cm<sup>2</sup>

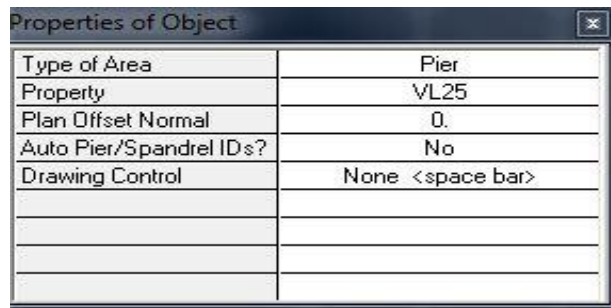


**Les dalles en corps creux :**

Draw → Draw area objects → Draw Rectangular Areas, où Create Areas at Clicks

**Les voiles:**

Dans la boîte de dialogue qui apparaît-on sélectionne dans **Property voile**



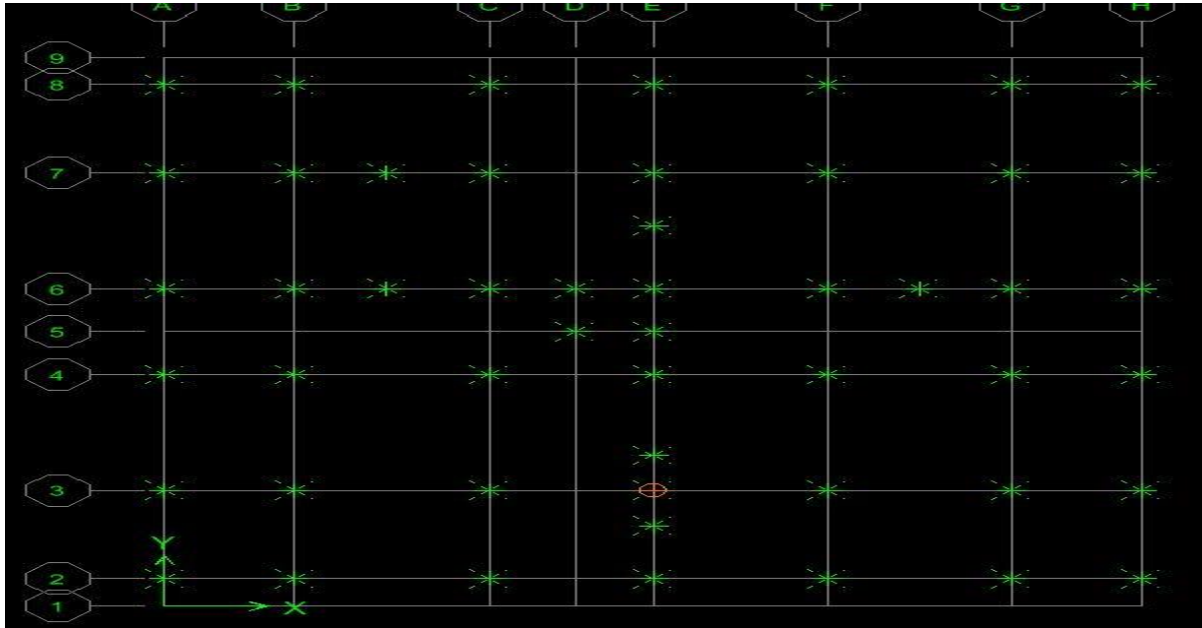
On se positionne sur la traves ou le voile devra être placé et on clique avec le bouton gauche et le voile sera positionné.

**Définition des appuis :**

Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastés, ou comme encastés avec certaines relaxations. La liaison entre les deux éléments (fondation et poteau) dans le nœud et un encastrement, pour définir ça dans le modèle de l'étabs on :

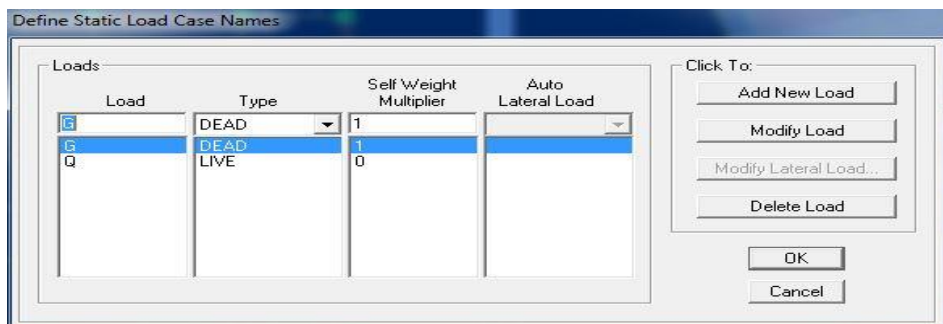
Sélectionne les nœuds à la base.

Ramenant l'instruction suivante : Assing → joint/ point → restreints.



### Définition des charges statiques (G, Q) :

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des surcharges d'exploitation (Q).  
 Pour les définir, on clique sur **Define Static Load Cases**



## Définition des options de calculs :

- **Analyses modales :** (art 4.3.4.b page 46)

### Analyse → Set Analyses Options → Set Dyn Paramètres

Pour le nombre de mode :

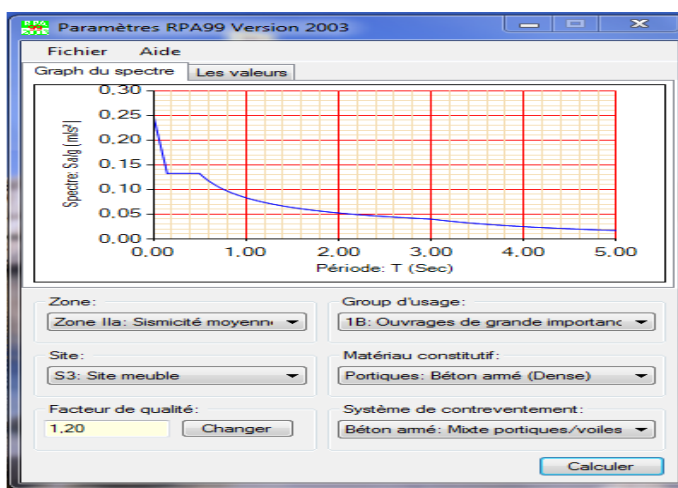
3 (degrés de libertés)\* N=7 (nombre de niveaux a partir du niveau 0.00)

- **Charges sismiques :** (art 4.3 et 4.4)

On utilise METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE car elle est sans condition.

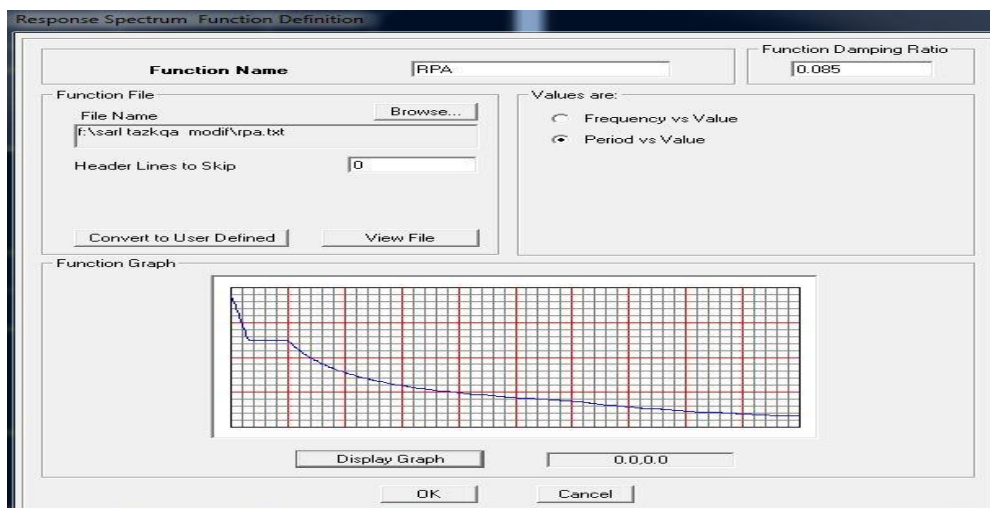
**Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99 /version2003.** La création du spectre de réponse se fait avec l'utilisation du logiciel de calcul RPA99

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône



On introduit les données dans leurs cases respectives:

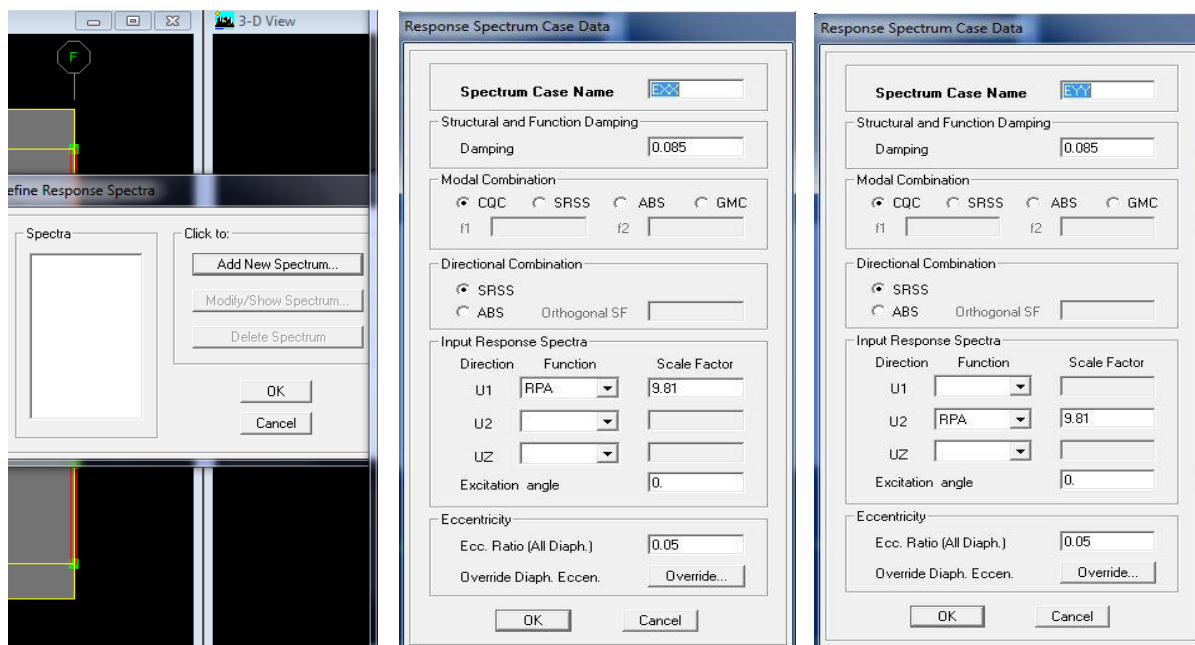
- Zone IIa: zone de moyenne sismicité (T.0)
- Groupe d'usage 1B: importance moyenne (à usage d'habitation) dans la hauteur ne dépasse pas 48m
- Classification des sites d'implantation S3: site meuble
- Classification des systèmes de contreventement



- **Charge sismique :**

**Define → Response Spectrum cases**

Ce cas de charges permet de prendre en compte la réponse modale de la structure sous un spectre de réponse appliqué à la base. Elle est basée sur la méthode de superposition modale.



- **Définition de la masse sismique :**

Masse source (masse revenant à chaque plancher)

La masse des planchers est supposées concentrée en leur centre de masse

$$W = \sum_{i=1}^n W_i ; \text{ avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{(formule 4-5 RPA)}$$

Avec :

W: poids dû aux charges permanentes

Wi : poids de l'étage i

W<sub>Gi</sub> : Poids dû aux charges permanentes

W<sub>Qi</sub> : Charges d'exploitation

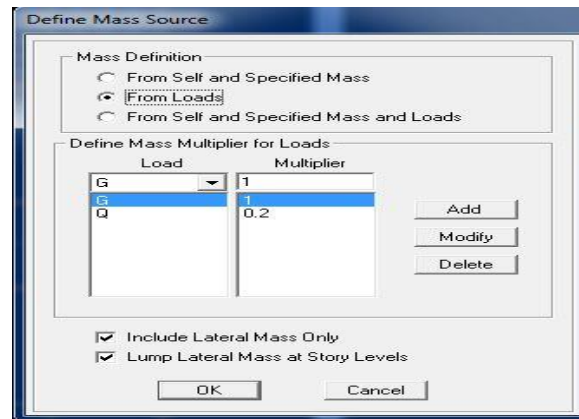
β: Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Dans notre cas l'ouvrage est à usage d'habitation donc β = 0.2

On introduit ces masses dans ETABS

On passe par ces étapes :

**Define → Masse source → from Loads**



- **Introduction des combinaisons d'actions:**

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

- **Combinaisons aux états limites :**

ELU :  $1.35G+1.5Q$

ELS :  $G+Q$

- **Combinaisons accidentelle du RPA :**

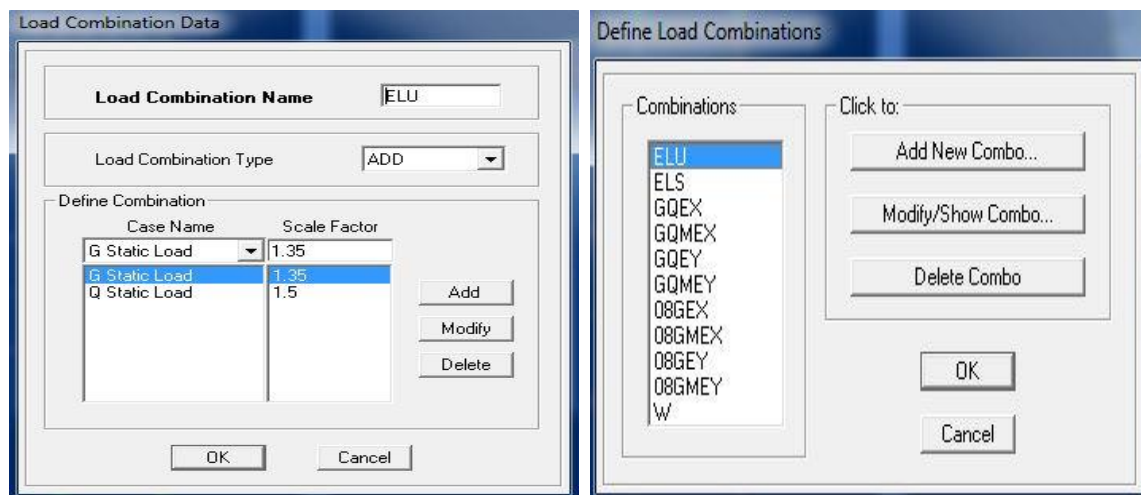
GQE :  $G+Q\pm E$

0.8GE :  $0.8G\pm E$

**Define** → **Load combinations** → **Add New Combo**

Puis on clique sur **Add New Combo**

On introduit les noms des combinaisons et le facteur multiplicateur



- **Les diaphragmes :**

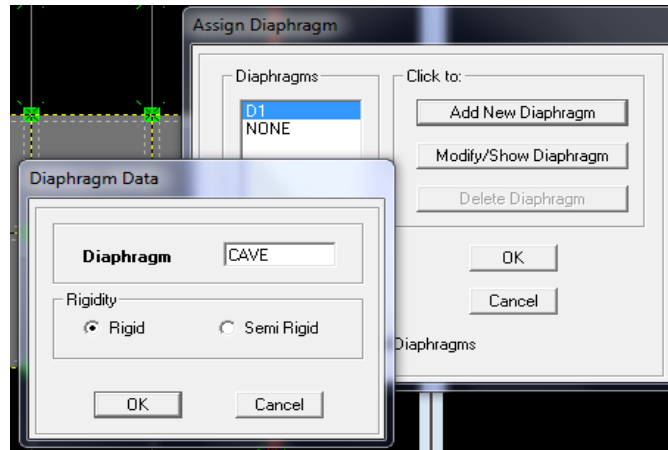
Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS. On sélectionne le premier étage puis on va dans :

**Set Plain View → STORY 1**

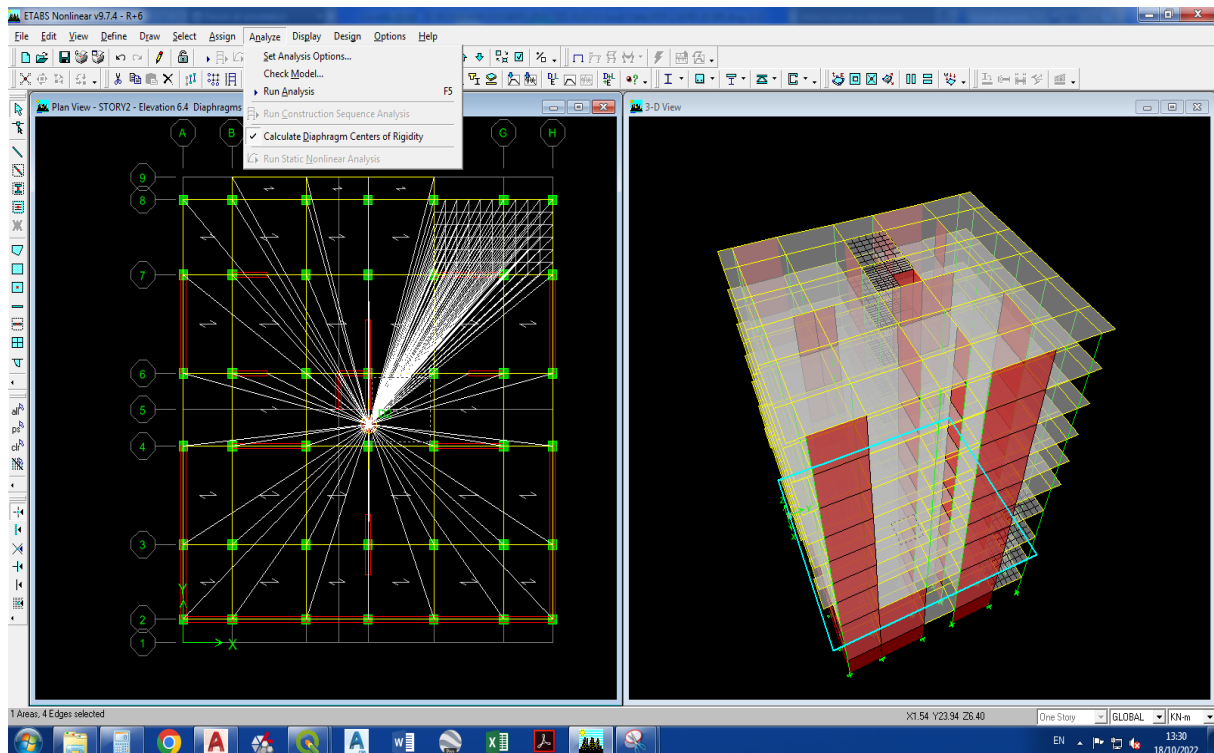
Sélections de la vue en plan du premier étage

**Assing → joint/ point → Diaphragme**

Le premier diaphragme apparaît alors



Avec la même façon on réalise les diaphragmes qui vont suivre mais cette fois en cliquant sur **Add New Diaphragme** puis en clique sur **OK** pour valider et on refait les mêmes opérations pour tous les autres planchers.



# **Chapitre V**

## **Vérification des conditions du RPA**

## V.1.INTRODUCTION :

En plus des sollicitations statiques (charges et surcharges), la structure d'un bâtiment est soumise à des sollicitations dynamiques dues essentiellement aux actions sismiques.

De ce fait, la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception de cette manière.

Le calcul des forces sismique est mené suivant trois méthodes, parmi eux.

## V.1. VERIFICATION DES EXIGENCES DU RPA :

### V.1.1. Vérification de la période :

D'après logiciel ETABS, on a obtenu les périodes et les modes de vibrations pour la structure

Le periode critique imposé par le RPA99 version 2003 (art 4-6) est comme suit :

$$T_{cr} = C_T h_N^{(3/4)}$$

$h_N$  : la hauteur mesuré en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau,  
 $h_N = 31.54$  m

$C_T$  = coefficient, fonction de système de contreventement du type de remplissage, il est donné par le tableau du RPA 4.6

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé,

$$C_T = 0.05$$

$$T_{cr} = 0.05 \times 31.54^{(3/4)} = 0.665 \text{ s}$$

On doit vérifier :

$$T_{\text{étabs}} < 1.3 \times T \rightarrow T_{\text{étabs}} = 0.764 \text{ s} < 1.3 \times T = 1.3 \times 0.665 = 0.867 \text{ s} \rightarrow \text{CV}$$

| Mode | Période  | UX      | UY      | SumUX   | SumUY   | RZ      |
|------|----------|---------|---------|---------|---------|---------|
| 1    | 0.764922 | 55.5622 | 0.2766  | 55.5622 | 0.2766  | 4.6597  |
| 2    | 0.611779 | 0.2251  | 56.0434 | 55.7872 | 56.32   | 0.3594  |
| 3    | 0.576149 | 1.3946  | 0.216   | 57.1818 | 56.536  | 47.5281 |
| 4    | 0.298354 | 7.4219  | 0.0062  | 64.6037 | 56.5422 | 0.1748  |
| 5    | 0.271863 | 0.0032  | 8.9009  | 64.6069 | 65.4431 | 0.00085 |
| 6    | 0.253145 | 0.0439  | 0.0134  | 64.6508 | 65.4565 | 7.3172  |
| 7    | 0.159988 | 12.7501 | 0.1305  | 77.4009 | 65.5871 | 1.186   |
| 8    | 0.131945 | 0.0757  | 17.9772 | 77.4766 | 83.5643 | 0.0372  |
| 9    | 0.111455 | 0.8521  | 0.0199  | 78.3287 | 83.5841 | 13.9958 |
| 10   | 0.072246 | 8.2505  | 0.1102  | 86.5792 | 83.6943 | 0.0048  |
| 11   | 0.061592 | 0.0969  | 7.4339  | 86.676  | 91.1282 | 0.00017 |
| 12   | 0.053001 | 0.6165  | 0.0057  | 87.2925 | 91.1339 | 10.279  |
| 13   | 0.043252 | 6.8143  | 0.0309  | 94.1068 | 91.1648 | 1.8257  |
| 14   | 0.036349 | 0.0531  | 3.7872  | 94.1599 | 94.952  | 0.0381  |
| 15   | 0.034816 | 0.02219 | 0.0044  | 94.1818 | 94.9564 | 6.5645  |

**Tableau V.1: Période analytique donnée par ETABS**

Ce modèle présente une période fondamentale:  $T = 0,764922s$ .

Le 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> modes ont des modes de translation.

Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.

On doit retenir les 13<sup>ème</sup> premiers modes que la masse atteigne les 90% (selon RPA.99).

### **V.1.2. Vérification de l'excentricité :**

D'après le RPA 99 version 2003 (art 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à  $\pm 0.05L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique).

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

Suivant le sens X-X : on doit vérifier que :

$$XCM-XCR \leq 5\%Lx$$

| STORY                  | XCM   | XCR   | XCM-XCR | 5%Lx  | Obs |
|------------------------|-------|-------|---------|-------|-----|
| CAVE                   | 9.611 | 9.43  | 0.181   | 0.973 | CV  |
| Sous sol1              | 9.576 | 9.404 | 0.172   | 0.973 | CV  |
| Sous sol2              | 9.54  | 9.415 | 0.125   | 0.973 | CV  |
| RDC                    | 9.5   | 9.446 | 0.054   | 0.973 | CV  |
| 1 <sup>er</sup> étage  | 9.517 | 9.468 | 0.049   | 0.973 | CV  |
| 2 <sup>ème</sup> étage | 9.517 | 9.478 | 0.039   | 0.973 | CV  |
| 3 <sup>ème</sup> étage | 9.516 | 9.483 | 0.033   | 0.973 | CV  |
| 4 <sup>ème</sup> étage | 9.516 | 9.485 | 0.031   | 0.973 | CV  |
| 5 <sup>ème</sup> étage | 9.516 | 9.485 | 0.031   | 0.973 | CV  |
| 6 <sup>ème</sup> étage | 9.507 | 9.486 | 0.021   | 0.973 | CV  |
| Toiture                | 9.517 | 9.517 | 0.00    | 0.973 | CV  |

Tableau V.2 : Centre de torsion et centre de masse de la structure

### V.1.3. Justification du système de contreventement :

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Tableau → étages → Efforts réduits EX

| ETAGE     | F <sub>x</sub> sur les poteaux (KN) | F <sub>x</sub> sur les voiles (KN) |
|-----------|-------------------------------------|------------------------------------|
| Cave      | 102,165                             | 2194,45                            |
| Sous sol1 | 95,44                               | 2133,94                            |
| Sous sol2 | 75,81                               | 2025,96                            |
| RDC       | 270,26                              | 1703,93                            |
| Etage1    | 361,09                              | 1509,41                            |
| Etage2    | 275,93                              | 1447,89                            |
| Etage3    | 336,82                              | 1220,71                            |
| Etage 4   | 222,84                              | 1117,89                            |
| Etage 5   | 239,74                              | 862,28                             |
| Etage 6   | 207,62                              | 618,53                             |

Tableau → étages → Efforts réduits EY

| ETAGE     | F <sub>y</sub> sur les poteaux (KN) | F <sub>y</sub> sur les voiles (KN) |
|-----------|-------------------------------------|------------------------------------|
| Cave      | 102,8                               | 2538,06                            |
| Sous sol1 | 94                                  | 2489,6                             |
| Sous sol2 | 77,68                               | 2385,96                            |
| RDC       | 245,694                             | 2086                               |
| Etage 1   | 403,26                              | 1790,71                            |
| Etage 2   | 306,97                              | 1725,12                            |
| Etage 3   | 374,57                              | 1468,94                            |
| Etage 4   | 243,005                             | 1366,7                             |
| Etage 5   | 259,93                              | 1078,26                            |
| Etage 6   | 224,47                              | 763,39                             |

Tableau récapitulatif des résultats :

| Unités          | Forces reprises par les voiles et portiques |      | Forces reprises par les voiles |        | Forces reprises par les poteaux |        |
|-----------------|---|------|--------------------------------|--------|---------------------------------|--------|
|                 | [KN]  | [%]  | [KN]                           | [%]    | [KN]                            | [%]    |
| <b>Sens x-x</b> | 17022.705                                   | 100% | 14834.99                       | 87.15% | 2187.715                        | 12.85% |
| <b>Sens y-y</b> | 20025.123                                   | 100% | 17692.74                       | 88.35% | 2332.38                         | 11.65% |
| <b>ELU</b>      | 54187.74                                    | 100% | 10942.76                       | 20.19% | 43244.98                        | 79.81% |

**Conclusion :**

L'analyse donnée par le tableau récapitulatif ci-dessus nous permet de conclure que le système de contreventement est assuré par les voiles conformément à l'article 4b, dont on remarque que les voiles reprennent au plus de 20% des sollicitations verticales et près de 90% des charges horizontales; d'où le coefficient de comportement **R=4**

**R4 (Portiques contreventés par des voiles)****V.1.4. Vérification de l'effort tranchant à la base :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_{\text{logiciel}}$  obtenu par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_{\text{logiciel}} \geq 80\%V$$

$$\text{Calcul de l'effort tranchant : } V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

(RPA2003)

**formule 4.1)**

- A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

$$\left. \begin{array}{l} \text{zone sismique: IIa} \\ \text{groupe d'usage: 2} \end{array} \right\} \rightarrow A = 0.15$$

- D : facteur d'amplification moyen, dépend de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure T

$$D = 2,5 \cdot \eta \quad 0 \leq T \leq T_2$$

$$D = 2,5 \cdot \eta \cdot (T_2/T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3s$$

$$D = 2,5 \cdot \eta \cdot (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} \quad T \geq 3s$$

$T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le RPA

Dans notre cas : site 3  $\rightarrow T_2 = 0,5s$  (site meuble)

$$\text{Donc : } D = 2,5 \cdot \eta \cdot (T_2/T)^{2/3}$$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique fonction de matériaux constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA 99)

| Remplissage | Portiques  |       | Voiles ou murs        |
|-------------|------------|-------|-----------------------|
|             | Béton Armé | Acier | Béton armé/maçonnerie |
| Léger       | 6          | 4     | 10                    |
| Dense       | 7          | 5     |                       |

Nous avons des portiques en béton armé avec des remplissages en maçonnerie rigide ( $\xi = 7\%$ ) et des voiles

( $\xi = 7\%$ ), donc on prend :

$$\xi = \frac{7+10}{2} = 8.5$$

$$\text{D'où : } \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 0.816 \geq 0.7$$

$$D'où : D = 2,5 \cdot \eta \cdot (T_2/T)^{2/3} = 2,5 \times 0,816 \left(\frac{0,5}{0,865}\right)^{2/3} = 1,43$$

- Coefficient de comportement de la structure :

R4 (Portiques contreventés par des voiles)

- Facteur de qualité Q :  
**29 formule (4-4)**

(RPA version 2003 page

| Observation de critère                                | Qx   |      | Qy   |      |
|---|------|------|------|------|
|   | OUI  | NON  | OUI  | NON  |
| Conditions minimales sur les files de contreventement | 0    | 0.05 | 0    | 0.05 |
| Redondance en plan                                    | 0    | 0.05 | 0    | 0.05 |
| Régularité en plan                                    | 0    | 0.05 | 0    | 0.05 |
| Régularité en élévation                               | 0    | 0.05 | 0    | 0.05 |
| Contrôle de qualité des matériaux                     | 0    | 0.05 | 0    | 0.05 |
| Contrôle de qualité de l'exécution                    | 0    | 0.1  | 0    | 0.1  |
| $Q = 1 + \sum Pq$                                     | 1.20 |      | 1.20 |      |

- Le poids total  $W_t$  :

$$W_t = 48873.34 \text{ KN}$$

|          | L'effort tranchant                  | 0.8V | $V_{\text{logiciel}}$ | $V_{\text{logiciel}} \geq 0.8V$ |    |
|----------|-------------------------------------|------|-----------------------|---------------------------------|----|
| Sens X-X | $V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$ | 3145 | 2516                  | 2736.89                         | CV |
| Sens Y-Y |                                     |      |                       | 3238.96                         | CV |

### V.1.5. Les déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 (art 5-10), les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage

Le déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 est égal à :  $\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$

Suivant EX :

| Etage  | UX (cm) | $\delta_k - \delta_{k-1}$ (cm) | Hauteur d'étage $h_e$ (m) | 1% $h_e$ (cm) | Observation |
|--------|---------|--------------------------------|---------------------------|---------------|-------------|
| 6      | 1,65    | 0,22                           | 2,89                      | 2,89          | Vérifiée    |
| 5      | 1,43    | 0,22                           | 2,89                      | 2,89          | Vérifiée    |
| 4      | 1,21    | 0,22                           | 2,89                      | 2,89          | Vérifiée    |
| 3      | 0,99    | 0,22                           | 2,89                      | 2,89          | Vérifiée    |
| 2      | 0,77    | 0,2                            | 2,89                      | 2,89          | Vérifiée    |
| 1      | 0,57    | 0,18                           | 2,89                      | 2,89          | Vérifiée    |
| RDC    | 0,39    | 0,18                           | 3,30                      | 3,30          | Vérifiée    |
| S sol1 | 0,21    | 0,13                           | 4,50                      | 4,50          | Vérifiée    |
| S sol2 | 0,08    | 0,06                           | 3,40                      | 3,40          | Vérifiée    |
| Cave   | 0,02    | 0,02                           | 3,00                      | 3,00          | Vérifiée    |

**Tableau VI.3 : Vérification des déplacements inter-étages X-X**

Suivant EY :

| Etage  | UY (cm) | $\delta_k - \delta_{k-1}$ (cm) | Hauteur d'étage $h_e$ (m) | 1% $h_e$ (cm) | Observation |
|--------|---------|--------------------------------|---------------------------|---------------|-------------|
| 6      | 1,22    | 0,18                           | 2,89                      | 2,89          | Vérifiée    |
| 5      | 1,05    | 0,18                           | 2,89                      | 2,89          | Vérifiée    |
| 4      | 0,87    | 0,17                           | 2,89                      | 2,89          | Vérifiée    |
| 3      | 0,7     | 0,16                           | 2,89                      | 2,89          | Vérifiée    |
| 2      | 0,54    | 0,15                           | 2,89                      | 2,89          | vérifiée    |
| 1      | 0,39    | 0,13                           | 2,89                      | 2,89          | vérifiée    |
| RDC    | 0,26    | 0,12                           | 3,30                      | 3,30          | vérifiée    |
| S sol1 | 0,14    | 0,08                           | 4,50                      | 4,50          | vérifiée    |
| S sol2 | 0,06    | 0,04                           | 3,40                      | 3,40          | vérifiée    |
| Cave   | 0,02    | 0,02                           | 3,00                      | 3,00          | vérifiée    |

**Tableau VI.4 : Vérification des déplacements inter-étages Y-Y**

### V.1.6. Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet non linéaire de second ordre qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta)

Le RPA préconise que les effets du 2eme ordre ou les effets P-Delta peuvent être négligés dans le bâtiment si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

Si  $\theta_k \leq 0,1$  : l'effet P-Delta peut être négligés

Si  $0.1 \leq \theta_k \leq 0,2$  : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale  $1/(1 - \theta_k)$

Si  $\theta_k \geq 0,2$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta k}{V_k \cdot h_k} < 0,1$$

$P_k$  : poids de l'étage K

$V_k$  : l'effort tranchant à l'étage K

$\Delta k$  : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau k-1

$H_k$  : hauteur d'étage K

Sens X-X :

| Etage  | $P_k$   | $H_k$ (cm) | $\Delta k$ (cm) | $V_{kx}$ | $\theta_x$ |
|--------|---------|------------|-----------------|----------|------------|
| 6      | 3540,13 | 289        | 0,22            | 578,99   | 0,0046545  |
| 5      | 4024,78 | 289        | 0,22            | 978,53   | 0,00313107 |
| 4      | 4109,57 | 289        | 0,22            | 1361,48  | 0,00229779 |
| 3      | 4109,57 | 289        | 0,22            | 1668,35  | 0,00187514 |
| 2      | 4208,19 | 289        | 0,20            | 1931,53  | 0,00150774 |
| 1      | 4208,19 | 289        | 0,18            | 2151,31  | 0,00121834 |
| RDC    | 4347,75 | 330        | 0,18            | 3220,79  | 0,00102185 |
| S sol1 | 4383,17 | 450        | 0,13            | 2464,16  | 0,00051387 |
| S sol2 | 5777,82 | 340        | 0,06            | 2602,45  | 0,00039179 |
| Cave   | 5053,46 | 300        | 0,02            | 2700,31  | 0,00012476 |

**Tableau V.5: Vérification des effets P- $\Delta$  X-X**

Sens Y-Y :

| Etage  | $P_k$   | $H_k$ (cm) | $\Delta k$ (cm) | $V_{ky}$ | $\theta_y$ |
|--------|---------|------------|-----------------|----------|------------|
| 6      | 3540,13 | 289        | 0,18            | 701,53   | 0,00296841 |
| 5      | 4024,78 | 289        | 0,18            | 1182,64  | 0,00211965 |
| 4      | 4109,57 | 289        | 0,17            | 1642,65  | 0,00147164 |
| 3      | 4109,57 | 289        | 0,16            | 1996,46  | 0,00113961 |
| 2      | 4208,19 | 289        | 0,15            | 2284,97  | 0,00095589 |
| 1      | 4208,19 | 289        | 0,13            | 2530,81  | 0,00074797 |
| RDC    | 4347,75 | 330        | 0,12            | 2730,2   | 0,00057908 |
| S sol1 | 4383,17 | 450        | 0,08            | 2899,35  | 0,00026876 |
| S sol2 | 5777,82 | 340        | 0,04            | 3070,73  | 0,00022136 |
| Cave   | 5053,46 | 300        | 0,02            | 3192,94  | 0,00010551 |

**Tableau V.6: Vérification des effets P- $\Delta$  X-X**

On remarque que  $\theta_x$  et  $\theta_y$  son inferieurs à 0,1; donc l'effet P-Delta peut être négligé pour cas de notre structure.

### V.1.7. Vérification des efforts normaux dans les poteaux :

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

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 ; \text{ avec :}$$

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

$B_c$  : l'aire de la section du béton

$f_{c28}$  : la résistance du béton

#### Poteau 45x45 :

$$N_d = 1119.67 \text{ KN} \rightarrow V = \frac{1119.67 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.221 \leq 0.3 \rightarrow \text{CV}$$

#### Poteau 40x40:

$$N_d = 847.54 \text{ KN} \rightarrow V = \frac{847.54 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.212 \leq 0.3 \rightarrow \text{CV}$$

#### Poteau 35x35:

$$N_d = 632.69 \text{ KN} \rightarrow V = \frac{632.69 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0.207 \leq 0.3 \rightarrow \text{CV}$$

#### Poteau 30x30:

$$N_d = 415.53 \text{ KN} \rightarrow V = \frac{415.53 \times 10^3}{300 \times 300 \times 25} = 0.185 \leq 0.3 \rightarrow \text{CV}$$

#### Conclusion:

Après avoir effectué toutes les vérifications du RPA, on peut passer au ferrailage des éléments de la structure.

# **Chapitre VI**

## **Ferraillage des éléments structuraux**

## VI.1. INTRODUCTION :

Ce chapitre est l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires pour chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent. Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont :

- ✓ Les poteaux et les voiles qui seront calculés en flexion composée.
- ✓ Les poutres seront calculées à la flexion simple.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la conception de notre structure sont citées dans le tableau suivant :

| Situation    | Béton      |                       |                      | Acier      |                   |     |
|--------------|------------|-----------------------|----------------------|------------|-------------------|-----|
|              | $\gamma_b$ | $F_{c28}(\text{MPa})$ | $f_{bu}(\text{MPa})$ | $\gamma_s$ | $F_e(\text{MPa})$ |     |
| Durable      | 1.5<5      | 25                    | 14.2                 | 1.15       | 400               | 348 |
| Accidentelle | 1.15       | 25                    | 21.74                | 1          | 400               | 400 |

**Tableau. VI.1 : Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés**

## VI.2. LES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts verticales vers la fondation, chaque poteau sera ferrailé sous un effort normal  $N$  et un moment fléchissant  $M$  dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU ; en précédant à des vérifications à l'ELS, les armatures sous l'effet des sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal  $N_{\max} \rightarrow$  Moment correspondant
- Effort normal minimal  $N_{\min} \rightarrow$  Moment correspondant
- Moment maximal  $M_{\max} \rightarrow$  Effort normal correspondant

### Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les combinaisons suivantes :

- Selon BAEL 91 à l'ELU, situation durable :  $1,35G+1,5Q$
- Selon le RPA 99 (art 5.2), situation accidentelle :  $G+Q\pm E$

$$0,8G\pm E$$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspond à la maximale des trois valeurs (le cas le plus défavorable)

### VI.2.1. Recommandation du RPA :

#### a. Armatures longitudinales :

D'après le RPA99 (art7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité à :

- Le pourcentage minimal est de  $A_{\min} = 0,8\%$  de la section du poteau
- Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement

| Section du poteau (cm <sup>2</sup> ) | Pourcentage minimal<br>$A_{\min}=0,8\%b \times h$ (cm <sup>2</sup> ) | Pourcentage maximal (cm <sup>2</sup> )            |   |
|--------------------------------------|--|---|---|
|                                      |  | Zone de recouvrement<br>$A_{\max}= 6\%b \times h$ | Zone courante<br>$A_{\max}=4\%b \times h$ |
| 45x45                                | 16,2   | 12,15   | 8,1                                       |
| 40x40                                | 12,8   | 9,6   | 6,4                                       |
| 35x35                                | 9,8  | 7,35  | 4,9                                       |
| 30x30                                | 7,2  | 5,4   | 3,6                                       |

**Tableau. VI.2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA**

▪ **Selon le règlement RPA :**

Le diamètre minimal est de 12 mm.

La longueur minimale des recouvrements est de 40.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

▪ **Délimitation de la zone nodale :**

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \right) \text{ cm}$$

Avec

$h_e$  : Hauteur de l'étage

$b$  et  $h$  : dimensions du poteau

Donc, on aura :

$$\text{Poteaux } 45 \times 45 : h' = \max \left( \frac{450}{6} ; 45 ; 45 ; 60 \right) = 75 \text{ cm}$$

$$\text{Poteaux } 40 \times 40 : h' = \max \left( \frac{330}{6} ; 40 ; 40 ; 60 \right) = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Poteaux } 35 \times 35 : h' = \max \left( \frac{289}{6} ; 35 ; 35 ; 60 \right) = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Poteaux } 30 \times 30 : h' = \max \left( \frac{289}{6} ; 30 ; 30 ; 60 \right) = 60 \text{ cm}$$

**b. Armatures transversales :**

Les armatures transversales du poteau sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} \text{ (RPA 99 ; formule 7.1)}$$

Avec :

$A_t$  : section d'armature transversale.

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_1$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : contrainte élastique de l'acier d'armature transversale  $f_e = 400$  MPa.

$\rho$  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode de fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho = 2,5 \rightarrow \lambda_g \geq 5$$

$$3,75 \rightarrow \lambda_g < 5$$

$\lambda_g$  : est l'élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

Avec : a et b dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$L_f$  : la longueur de flambement du poteau.

L'expression de la longueur de flambement  $L_f$  est donnée suivant l'article (B.8.3, 3 BAEL 91/99).

$L_f = 0,7L_0$ ;  $L_0$  : c'est la hauteur du poteau.

$S_t$  : l'espacement des armatures transversales. La valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :

**En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10\phi_L ; 15 \text{ cm}) \text{ en zone IIa}$$

**En zone courante :**

$$S_t \geq 15\phi_L \text{ en zone IIa}$$

Avec :  $\phi_L$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

La quantité d'armatures transversales minimales  $\frac{A_t}{b S_t}$  en % est donnée comme suit :

$$0,3\% \rightarrow \lambda_g \geq 5$$

$$0,8\% \rightarrow \lambda_g \leq 3$$

Si ;  $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$  interpolé entre les valeurs limités précédentes

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  minimal

### VI.2.2. Méthode de calcul d'armatures longitudinales :

Lorsque nous avons un effort de compression et le centre de pression

- Si :  $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right)$  alors la section est partiellement comprimée.

$$N(d-c') - M \leq (0.337h - 0.81c') bhf_{bc}$$

Avec :  $M_f$  : moment fictif,  $M_f = N_u \times g$  ; et  $g = e_u + \frac{h}{2} - c$

Calcul le moment réduit :  $\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$

Si :  $\mu \leq \mu_l$  ; la section est simplement armée (SSA) ;  $A_{sc} = 0$

La section d'armatures fictives :  $A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$  et  $A_{scf} = 0$

La section d'armatures réelles :  $A_{st} = A_{stf} \pm \frac{N_u}{\sigma_s}$  et  $A_{sc} = 0$  } (+)  
(-) si N : effort de compression  
si N : effort de traction

Si :  $\mu > \mu_l$  ; la section est doublement armée (SDA)

$M_L = \mu_l \cdot bd \cdot f_{bc}$  et  $\Delta M = M_f - M_L$

$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c)\sigma_s}$  ;  $A_{f'} = \frac{\Delta M}{(d-c)\sigma_s}$

- $e = \frac{M_u}{N_u} < (\frac{h}{2} - c)$  alors la section est entièrement comprimée.

$N(d-c') - M_f > (0.337h - 0.81c') bhf_{bc}$

On a deux cas se présentent :

Si :  $(0.337h - 0.81c') bhf_{bc} < N(d - c') - M_f < (0.5h - c) bhf_{bc}$

La section d'armatures :

$A_1 = \frac{N_u - \Psi bhF_{bc}}{\sigma_{st}}$  ; avec :  $\Psi = \frac{0.357 + N_u(d-c) - M_f/bh^2 F_{bc}}{0.857 - c/h}$  et  $A_2 = 0$

Si :  $N(d - c') - M_f > (0.5h - c) bhf_{bc}$

La section d'armatures :

$A_1 = \frac{M_f - (d-0.5h)bhF_{bc}}{\sigma_{st}(d-c)}$  ;  $A_2 = \frac{N_u - bhF_{bc}}{\sigma_{bc}} - A_1$

### VI.2.3. Ferrailage des poteaux :

| Section | Combinaisons | N(KN)   | M(KN.m) | c (cm) | d (cm) | Obs | A <sub>sup</sub> | A <sub>inf</sub> | A <sub>min</sub> | Choix d'armatures | A <sub>adoptée</sub> |
|---------|--------------|---------|---------|--------|--------|-----|------------------|------------------|------------------|-------------------|----------------------|
| 45x45   | ELU          | 1538.23 | 5.18    | 0.05   | 0.05   | SEC | 0                | 0                | 16.2             | 4HA20<br>4HA16    | 20.6                 |
|         | ACC          | 550.63  | 1.57    | 0.05   | 0.05   | SEC | 0                | 0                |                  |                   |                      |
|         | ACC          | 877.70  | 32.51   | 0.05   | 0.05   | SEC | 0                | 0                |                  |                   |                      |
| 40x40   | ELU          | 1166.86 | 20.36   | 0.05   | 0.05   | SEC | 0                | 0                | 12.8             | 4HA16<br>4HA14    | 14.19                |
|         | ACC          | 504.82  | 3.41    | 0.05   | 0.05   | SEC | 0                | 0                |                  |                   |                      |
|         | ACC          | 270.34  | 76.52   | 0.05   | 0.05   | SPC | 0                | 2.21             |                  |                   |                      |
| 35x35   | ELU          | 871.25  | 10.35   | 0.05   | 0.05   | SEC | 0                | 0                | 9.8              | 4HA14<br>4HA12    | 10.68                |
|         | ACC          | 184.12  | 2.74    | 0.05   | 0.05   | SEC | 0                | 0                |                  |                   |                      |
|         | ACC          | 108.47  | 69.67   | 0.05   | 0.05   | SPC | 0                | 4.73             |                  |                   |                      |
| 30x30   | ELU          | 572.33  | 7.88    | 0.05   | 0.05   | SEC | 0                | 0                | 7.2              | 4HA12<br>4HA12    | 9.05                 |
|         | ACC          | 43.36   | 2.28    | 0.05   | 0.05   | SEC | 0                | 0                |                  |                   |                      |
|         | ACC          | 31.38   | 58.64   | 0.05   | 0.05   | SPC | 0                | 5.95             |                  |                   |                      |

Tableau. VI.3 : Résultats de ferrailage des poteaux

### VI.2.4. Vérification à l'ELU :

#### a. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau et de reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux au cisaillement.

- Diamètre des aciers :

(art A.8.1, 3/BAEL91)

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{\min} = \frac{1}{3} 20 = 6.66 \text{ mm}$$

Nous adopterons des cadres de section ;  $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$

- Espacement des aciers :

**En zone nodale:**  $S_t \leq \min(10\phi_L^{\min}; 15 \text{ cm})$

$$S_t \leq \min(10 \times 1.2; 15 \text{ cm}) = \min(12; 15) \text{ cm} = 10 \text{ cm}$$

D'où:  $S_t = 10 \text{ cm}$

**En zone courante:**  $S_t \leq 15\phi_L^{\min} = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm}$

D'où:  $S_t = 15 \text{ cm}$

- Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40\phi_L^{\max} = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \quad \text{en zone IIa}$$

- Longueur d'ancrage :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau} ; \text{ avec } : \tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour HA10 : } L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm ; on prend : } L_s = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Pour HA12 : } L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.44 \text{ cm ; on prend : } L_s = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Pour HA14 : } L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm ; on prend : } L_s = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Pour HA16 : } L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44 \text{ cm ; on prend : } L_s = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Pour HA20 : } L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau} = \frac{2 \times 400}{4 \times 2.835} = 70.54 \text{ cm ; on prend : } L_s = 75 \text{ cm}$$

### b. Vérification de la quantité d'armatures :

Pour le poteau le plus défavorable :

$$L_f = 0.7 \times 4.50 = 3.15 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{L_f}{b} = \frac{3.15}{0.45} = 7 \rightarrow \lambda_g = 7 \geq 5$$

**En zone nodale:**

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times S_t = 0.003 \times 45 \times 10 = 1.35 \text{ cm}^2$$

**En zone courante :**

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times S_t = 0.003 \times 45 \times 15 = 2.025 \text{ cm}^2$$

**Donc :**

$$A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$A_{\min} = 2.025 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

### c. Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous la combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \tau_{bu} = \rho x f_{c28}$$

$$\rho = 0.075 \lambda_g \rightarrow \rho = 0.075$$

$$0.04 \lambda_g$$

$$\tau_{bu} = \rho x f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

**Poteau 45x45 :**

$$\text{Sens X-X : } \tau_u = \frac{11.46 \times 10^{-3}}{0.45 \times 0.41} = 0.062 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens Y-Y : } \tau_u = \frac{15.52 \times 10^{-3}}{0.45 \times 0.41} = 0.084 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$$

**Poteau 40x40 :**

$$\text{Sens X-X : } \tau_u = \frac{53.46 \times 10^{-3}}{0.40 \times 0.36} = 0.371 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens Y-Y : } \tau_u = \frac{51.65 \times 10^{-3}}{0.40 \times 0.36} = 0.358 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$$

**Poteau 35x35 :**

$$\text{Sens X-X : } \tau_u = \frac{47.80 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.31} = 0.440 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens Y-Y : } \tau_u = \frac{49.38 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.31} = 0.451 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$$

**Poteau 30x30 :**

$$\text{Sens X-X : } \tau_u = \frac{32.24 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.26} = 0.413 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens Y-Y : } \tau_u = \frac{36.60 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.26} = 0.469 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$$

**VI.2.5. Vérification à l'ELS :****a. Condition de non fragilité :**

La section d'armatures doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0.23ft28bd}{f_e} \left( \frac{E_s - 0.455d}{E_s - 0.185d} \right)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

| Section | Combinaison | N(KN)  | M(KN.m) | e (m)  | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>S</sub> adoptée | Obs |
|---------|-------------|--------|---------|--------|-------------------------------------|------------------------|-----|
| 45x45   | ELU         | 119.67 | 3.76    | 0.0033 | 5.62                                | 20.6                   | CV  |
|         | ACC         | 114.56 | 2.15    | 0.0187 | 6.57                                |                        | CV  |
|         | ACC         | 588.33 | 14.52   | 0.0246 | 7.03                                |                        | CV  |
| 40x40   | ELU         | 847.54 | 14.81   | 0.0174 | 5.17                                | 14.19                  | CV  |
|         | ACC         | 100    | 1.38    | 0.0138 | -3.09                               |                        | CV  |
|         | ACC         | 446.82 | 22.53   | 0.0504 | 12.17                               |                        | CV  |
| 35x35   | ELU         | 632.69 | 7.56    | 0.0119 | 3.72                                | 10.68                  | CV  |
|         | ACC         | 57.30  | 1.207   | 0.0210 | 4.32                                |                        | CV  |
|         | ACC         | 312.94 | 23.108  | 0.0738 | -5.35                               |                        | CV  |
| 30x30   | ELU         | 415.53 | 5.76    | 0.0138 | 2.86                                | 9.05                   | CV  |
|         | ACC         | 16.34  | 1.154   | 0.0706 | -1.99                               |                        | CV  |
|         | ACC         | 161.33 | 23.14   | 0.1434 | 0.24                                |                        | CV  |

**Tableau. VI.4 : Résultats des vérifications à l'ELS**

**b. Etat limites d'ouverture de fissures :**

La fissuration est considéré comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers.

**c. Etat limite de compression du béton :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous  $M_s$  et  $N_s$ , on doit déterminer les contraintes du béton puis la comparer aux contraintes admissibles.

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés à l'aide du logiciel SOCOTEC et récapitulés dans le tableau suivant :

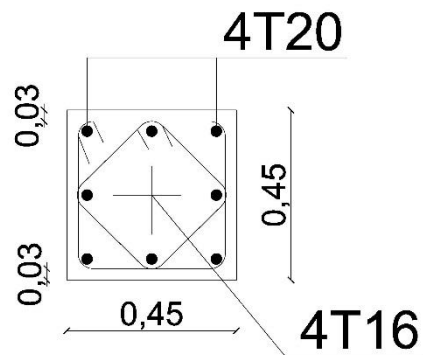
| Section | N(KN)   | M(KN.m) | nature | $\sigma_b^{\text{sup}}$ | $\sigma_b^{\text{inf}}$ | $\sigma_b$ | $\sigma_s^{\text{sup}}$ | $\sigma_s^{\text{inf}}$ | $\sigma_s$ | Obs |
|---------|---------|---------|--------|-------------------------|-------------------------|------------|-------------------------|-------------------------|------------|-----|
| 45x45   | 1119.67 | 3.76    | SEC    | 5.12                    | 4.72                    | 15         | 76.3                    | 71.5                    | 400        | CV  |
|         | 114.56  | 2.15    | SEC    | 0.62                    | 0.39                    |            | 8.93                    | 6.18                    |            | CV  |
|         | 588.33  | 14.52   | SEC    | 3.36                    | 1.81                    |            | 48.1                    | 29.5                    |            | CV  |
| 40x40   | 847.54  | 14.81   | SEC    | 5.97                    | 3.63                    | 15         | 85.5                    | 58.4                    | 400        | CV  |
|         | 100     | 1.38    | SEC    | 0.67                    | 0.46                    |            | 9.76                    | 7.22                    |            | CV  |
|         | 446.82  | 22.53   | SEC    | 4.31                    | 0.76                    |            | 58.6                    | 17.3                    |            | CV  |
| 35x35   | 632.69  | 7.55    | SEC    | 5.58                    | 3.78                    | 15         | 80.3                    | 60.2                    | 400        | CV  |
|         | 57.30   | 1.207   | SEC    | 0.57                    | 0.28                    |            | 7.97                    | 4.75                    |            | CV  |
|         | 312.94  | 23.108  | SPC    | 5.12                    | 0                       |            | 65.8                    | -2.96                   |            | CV  |
| 30x30   | 415.53  | 5.76    | SEC    | 5.25                    | 3.05                    | 15         | 73.7                    | 50.7                    | 400        | CV  |
|         | 16.34   | 1.154   | SPC    | 0.39                    | 0                       |            | 4.84                    | -0.1                    |            | CV  |
|         | 161.33  | 23.14   | SPC    | 7.77                    | 0                       |            | 79.7                    | -92.6                   |            | CV  |

**Tableau. VI.5 : Vérifications des contraintes à l'ELS**

Schéma de ferrailage des poteaux :

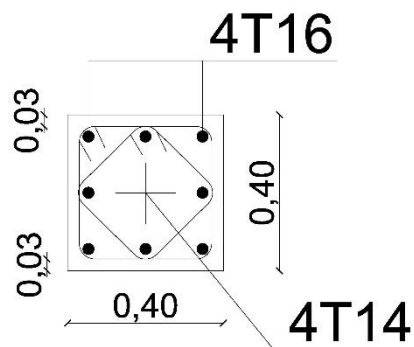
➤ **Poteaux 45x45 :**

Armatures longitudinales :  $4HA20 + 4HA16 = 20.6 \text{ cm}^2$



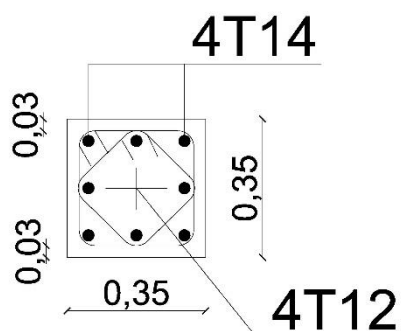
➤ **Poteaux 40x40 :**

Armatures longitudinales :  $4HA16 + 4HA14 = 14.19 \text{ cm}^2$



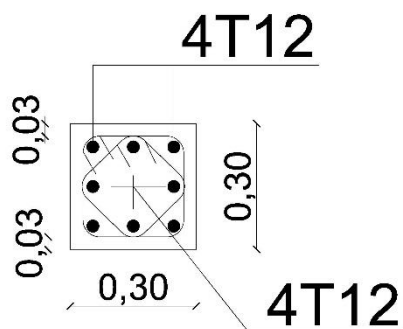
➤ **Poteaux 35x35 :**

Armatures longitudinales :  $4HA14 + 4HA12 = 10.68 \text{ cm}^2$



➤ **Poteaux 30x30 :**

Armatures longitudinales :  $4HA12 + 4HA12 = 9.05 \text{ cm}^2$



### VI.3. POUTRES :

Les poutres sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des planchers vers les poteaux. Chaque poutre est soumise à un effort tranchant  $T$  et un moment fléchissant  $M$ , dont le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

#### Combinaisons des charges :

Les combinaisons considérées pour le calcul sont :

Selon BAEL 91, situation durable :

- à l'ELU :  $1,35G+1,5Q$
- à l'ELS :  $G+Q$

Selon le RPA 99 (art 5.2), situation accidentelle :

- $G+Q\pm E$
- $0,8G\pm E$

#### VI.3.1. Recommandations du RPA99 sur les armatures longitudinales (Art .7.5.2 .1) :

##### Armatures longitudinales :

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 :**

$A_{\max} = 4\%(bxh)$  en zone courante

$A_{\max} = 6\%(bxh)$  en zone de recouvrement

|                     | Section des poutres (bxh) (cm <sup>2</sup> ) | Pourcentage minimal<br>$A_{\min} = 0.5\%bh$ (cm <sup>2</sup> ) | Pourcentage maximal (cm <sup>2</sup> )     |                                     |
|---------------------|--|--|--|-------------------------------------|
|                     |  |  | Zone de recouvrement<br>$A_{\max} = 6\%bh$ | Zone courante<br>$A_{\max} = 4\%bh$ |
| Poutres principales | 30x40  | 6  | 72   | 48                                  |
| Poutres secondaires | 25x30  | 3.75   | 45   | 30                                  |

**Tableau. VI.6 : Récapitulatif des sections d'aciers recommandées par RPA**

### VI.3.2. Etapes de calcul des armatures longitudinales

Dans le cas d'une flexion simple, nous avons les étapes suivantes :

$A_{st}$  = section d'armatures tendues

$A_{sc}$  = section d'armatures comprimées

Calcul du moment réduit  $\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}}$  (**Art BAEL B66**)

$M_u$  : le moment de flexion supporté par la section.

$$f_{bu} = \frac{0.85f_c28}{\theta\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

Le moment réduit limite égale à  $\mu_l = 0.392$  pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

Nous comparons les deux moments réduits  $\mu$  et  $\mu_l$ ; et on aura :

- Si :  $\mu \leq \mu_l \rightarrow$  Section simplement armée (SSA), c'est-à-dire la section ne comprendra que les aciers tendus, alors :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} ; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- Si :  $\mu > \mu_l \rightarrow$  Section doublement armée (SDA), c'est-à-dire la section comprendra les aciers tendus ainsi que les aciers comprimés, alors :

On calcule:

$$M_r = \mu b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

$M_r$ : moment ultime pour une section simplement armée

$M_u$ : moment maximum à l'ELU dans les poutres

$$A_{st} = \frac{M_r}{\beta d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c)\sigma_{st}}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c)\sigma_{st}}$$

- **Délimitation de la zone nodale :**

$$L' = 2xh$$

Avec :

$h$  : hauteur de la poutre

Donc, on aura :

$$L' = 2xh = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} \rightarrow \text{pour les poutres principales}$$

$$L' = 2xh = 2 \times 30 = 60 \text{ cm} \rightarrow \text{pour les poutres secondaires}$$

### VI.3.3. Ferrailage des poutres :

Le calcul se fait suivant les combinaisons suivantes : ELU et Accidentelles (RPA), le ferrailage se fera suivant le moment max pour chaque zone (travées, appuis).

#### a. Exemple de calcul : PP (30x40) :

$$M_{tmax} = 60.17 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{bd^2f_{bc}} = \frac{60.17 \times 10^6}{300 \times 360 \times 360 \times 14.2} = 0.108 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.108 \rightarrow \beta = 0.943$$

$$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta d \sigma_s} = \frac{60,361 \times 10^6}{0.943 \times 360 \times 348} \times 10^{-2} = 5.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 5,09 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage est résumé dans les tableaux suivants :

#### ➤ Ferrailage des poutres principales :

$$b = 30 \text{ cm}, h = 40 \text{ cm}, d = 36 \text{ cm}$$

Les calculs faits et le choix d'armatures sont résumés sous forme de tableaux.

| Niveau | Moment | Combinaison | $\mu$ | $\beta$ | $A_s$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{min}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> ) | Choix et<br>nombres |
|--------|--------|-------------|-------|---------|-----------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------|
| Travée | 60.17  | 0.8GEY      | 0.108 | 0.943   | 5.09                        | 6                               | 8.01                            | 3HA12<br>3HA14      |
| Appui  | 98.34  | ELU         | 0.177 | 0.901   | 8.68                        | 6                               | 9.24                            | 3HA14<br>3HA14      |

Tableau. VI.7 : Ferrailage des poutres principales à l'ELU

#### ➤ Ferrailage des poutres secondaires :

| Niveau | Moment | Combinaison | $\mu$ | $\beta$ | $A_s$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{min}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> ) | Choix et<br>nombres |
|--------|--------|-------------|-------|---------|-----------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------|
| Travée | 63.07  | 0.8GEY      | 0.114 | 0.939   | 5.36                        | 3.75                            | 6.78                            | 3HA12<br>3HA12      |
| Appui  | 62.12  | ELU         | 0.240 | 0.861   | 7.67                        | 3.75                            | 8.01                            | 3HA12<br>3HA14      |

Tableau. VI.8 : Ferrailage des poutres secondaires à l'ELU

**b. Calcul d'armatures transversales :****(Art A. 7 .2.2/ BAEL91)**

Lediamètre des armatures transversales est donné par  $\phi_t \leq \min (h/35; b/10; \phi_l)$

h : hauteur totale d'élément (h=40cm)

$\phi$  : Diamètre maximal d'armatures longitudinales

b : largeur d'élément(b=25cm)

**a. poutres principales : (30x40)**

$$\phi_t \leq \min (11.42; 30; 14)$$

On prend :

$$\phi_t = 10\text{mm}$$

On choisira un cadre et un étier,  $A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$

**b. Poutres secondaire : (25x30)**

$$\phi_t \leq \min (8.57; 25; 14)$$

On prend :

$$\phi_t = 8\text{mm}$$

On choisira un cadre et un étier,  $A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$

**c. Calcul de l'espacement :**

Les espacements sont donnés comme suit :

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

**Poutres principales :**

$$s_t \leq \min (0.9 \times 36; 40\text{cm}) \rightarrow \min = 32.4 \text{ cm}$$

D'où  $S_t = 30 \text{ cm}$

**Poutres secondaires :**

$$S_t \leq \min (0.9 \times 27; 40\text{cm}) \rightarrow \min = 24.3 \text{ cm}$$

D'où :  $S_t = 20 \text{ cm}$

D'après le RPA : selon deux zones

**➤ Zone nodales :**

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi)$$

**Poutres principales :**

$$S_t \leq \min (h/4; 12\varnothing) \rightarrow S_t \leq \min (10; 12)$$

$$S_t = 7\text{cm}$$

**Poutres secondaires:**

$$S_t \leq \min (h/4; 12\varnothing) \rightarrow S_t \leq \min (7.5; 9.6)$$

$$S_t = 7\text{cm}$$

➤ **zone courante :****Poutres principales :**

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t = 40/2 \rightarrow S_t \leq 20\text{cm}$$

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

**Poutres secondaires:**

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t = 30/2 \rightarrow S_t \leq 15\text{cm}$$

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

**d. Vérification des armatures transversales :**

$$A_t = 0.003S_t.b \leq A_t$$

➤ **Zone nodale :****Poutres principales :**

$$A_t = 0.003 \times 7 \times 30 = 0.63 \text{ cm}^2$$

**Poutres secondaires :**

$$A_t = 0.003 \times 7 \times 25 = 0.525 \text{ cm}^2$$

➤ **Zone courante :****Poutres principales :**

$$A_{t\max} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

**Poutres secondaires :**

$$A_{t\min} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2$$

**Finalement :**

$$\text{Zone nodale: } \left\{ \begin{array}{l} \text{PP: } A_t = 0.63 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \\ \text{PS: } A_t = 0.525 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Zone courante: } \begin{cases} \text{PP: } A_t = 1.35 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \\ \text{PS: } A_t = 1.125 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

**e. Ancrage des barres :****(Art .6 .1.23/BAEL91)**

$$L_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\tau_s} ; \text{ avec } : \tau_s = 0.6 \Psi s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 2.835} = 70.64 \text{ cm}$$

Le BAEL propose de munir les barres d'un crochet de longueur

$$L_c = 0.4L_s \rightarrow L_c = 0.4 \times 70.64 = 28.21 \text{ cm}$$

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

**VI.3.4. Vérifications à l'ELU :****a. Condition de non fragilité :****(BAEL Art A-2-1)**

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

**Poutres principales : (30x40)**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.304 \text{ cm}^2$$

$$A_t \text{ adoptée} = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.304 \rightarrow \text{CV}$$

$$A_a \text{ adoptée} = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.304 \rightarrow \text{CV}$$

**Poutres secondaire : (25x30)**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 26 \times \frac{2.1}{400} = 0.784 \text{ cm}^2$$

$$A_t \text{ adoptée} = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.784 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$A_a \text{ adoptée} = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.784 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

**b. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**

$$\tau_u \leq \tau = \Psi s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

**Poutres principales : 3HA14**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3.14 \times 14 = 131.88 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{101.49 \times 10^3}{0.9 \times 360 \times 131.88} = 2.37 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.37 \text{ MPa} \leq \tau = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

#### Poutres secondaires : 3HA14

$$\Sigma u_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3.14 \times 14 = 131.88 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{101.49 \times 10^3}{0.9 \times 360 \times 131.88} = 2.37 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.37 \text{ MPa} \leq \tau = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

La condition est vérifiée; donc il n'y a pas aucun risque d'entraînement des barres.

#### c. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \tau$$

$$\tau = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min(3.25; 5) \text{ MPa}$$

#### Poutres principales :

$$\tau_u = \frac{101.49 \times 10^3}{400 \times 360} = 0.93 \text{ MPa}$$

$$D'où : \tau_u = 0.93 \text{ MPa} \leq \tau = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

#### Poutres secondaires :

$$\tau_u = \frac{84.07 \times 10^3}{250 \times 270} = 1.24 \text{ MPa}$$

$$D'où : \tau_u = 1.24 \text{ MPa} \leq \tau = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

Donc; il n'y a aucun risque de cisaillement.

#### ➤ Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime  $M_u$  est inférieure à  $0,9 V_t$  on doit prolonger au-delà de bord de l'appareil d'appui (coté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort.

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

#### Poutres principales :

$$\frac{1.15}{400} \left( 101.49 + \frac{60.17}{0.9 \times 0.36} \right) = 0.825 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 8.01 \text{ cm}^2 \geq 0.825 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

#### Poutres secondaires :

$$\frac{1.15}{400} \left( 84.07 + \frac{63.07}{0.9 \times 0.27} \right) = 0.987 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 6.78 \text{ cm}^2 \geq 0.987 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant sur le béton :**

$$T_u \leq 0.4 \times 0.9 b d \frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

**Poutres principales :**

$$T_u = 101.49 \text{ KN} \leq 0.4 \times 0.9 \times 30 \times 36 \frac{25}{1.15} = 845.21 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

**Poutres secondaires :**

$$T_u = 84.07 \text{ KN} \leq 0.4 \times 0.9 \times 25 \times 27 \frac{25}{1.15} = 508.69 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

**VI.3.5. Vérifications à l'ELS :**

Les états limites de services sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction.

**a. Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

**b. Etat limite de déformation du béton en compression :**

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \leq \sigma = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100 A_t}{b d} ; \sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 d A_t}$$

A : la section d'armatures adoptées à l'ELU

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

**Poutres principales :(30x40)**

| Nature | M <sub>max</sub> (KN.m) | A <sub>st</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | P    | B     | K     | σ <sub>st</sub> | σ <sub>bc</sub> | σ  | obs |
|--------|-------------------------|---------------------------------------|------|-------|-------|-----------------|-----------------|----|-----|
| Travée | 38.31                   | 8.01                                  | 0.74 | 0.875 | 25    | 151.83          | 6.07            | 15 | CV  |
| Appuis | 70.37                   | 9.24                                  | 0.85 | 0.868 | 22.88 | 243.72          | 10.65           | 15 | CV  |

**Tableau. VI.9 : vérification des poutres principales à l'ELS**

**Poutres secondaires : (25x30)**

| Nature | M <sub>max</sub> (KN.m) | A <sub>st</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | P    | B     | K     | σ <sub>st</sub> | σ <sub>bc</sub> | σ  | Obs |
|--------|-------------------------|---------------------------------------|------|-------|-------|-----------------|-----------------|----|-----|
| Travée | 5.047                   | 6.78                                  | 1.01 | 0.860 | 20.71 | 32.05           | 1.54            | 15 | CV  |
| Appuis | 4.68                    | 8.01                                  | 1.18 | 0.852 | 18.78 | 25.39           | 1.35            | 15 | CV  |

**Tableau. VI.10 : vérification des poutres secondaires à l'ELS**

**c. Etat limite de déformation :**

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction .on prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens.

**Vérification de la flèche :(Art 6 .5 .2 BAEL91)**

✓ **Poutres principales :**

$$f = \frac{l_{max}}{500} = \frac{460}{500} = 0.92 \text{ cm}$$

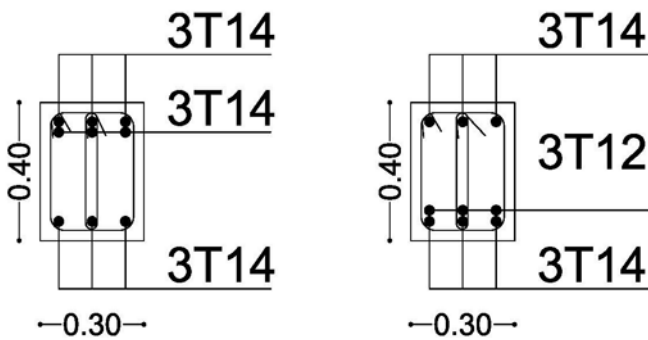
La flèche retirée par ETABES est  $f = 0.435 \text{ cm} < 0.92 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$

✓ **Poutres secondaires :**

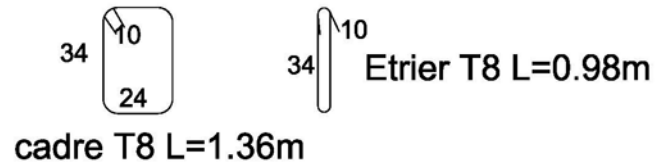
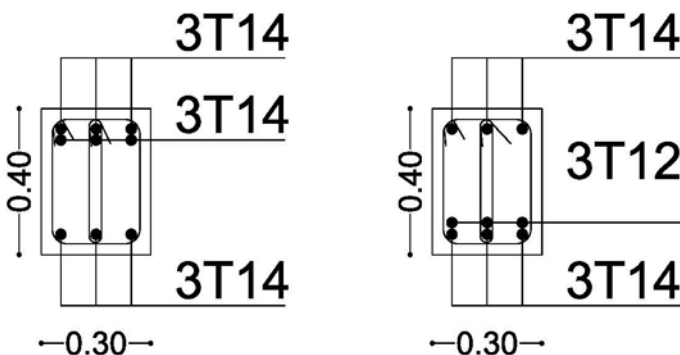
$$f = \frac{l_{max}}{500} = \frac{380}{500} = 0.76 \text{ cm}$$

La flèche retirée par ETABES est  $f = 0.2316 \text{ cm} < 0.92 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$

**Ferraillage des poutres principales :**



**Ferraillage des poutres secondaires :**



## VI.4. FERRAILLAGE DES VOILES :

Un voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales, donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes G et aux surcharges d'exploitation Q, ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données :

$$\text{Selon le BAEL 91} \rightarrow \begin{cases} 1.35G + 1.5Q \rightarrow \text{ELU} \\ G + Q \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA 99} \rightarrow \begin{cases} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

### VI.4.1. Méthode de calcul :

La méthode de ferrailage des voiles est la méthode de la R.D.M. Cette méthode se fait pour une bande de largeur d, elle consiste en la détermination du diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables parmi (N) et (M).

#### ➤ Exposé de la méthode des bandes :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, m), en utilisant les formules suivantes:

$$\sigma^{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma^{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton (L x e).

I : moment d'inertie du voile.

V et V' : bras de levier;  $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

M et N sont déterminés à partir du logiciel.

Le calcul se fera pour une bande de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) \quad (\text{art.7.7.4. RPA2003})$$

Avec:

$h_e$ : Hauteur entre nus des planchers du voile considéré

$L_c$ : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L$$

Et :  $L_t = L - L_c$

$L_t$ : la longueur de la zone tendue

### 1. Efforts normaux :

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

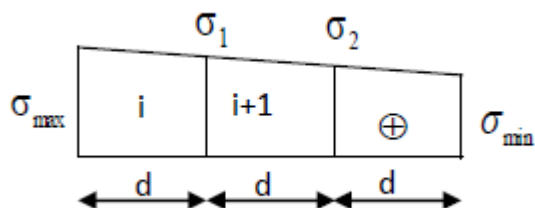
En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter:

- Section entièrement comprimée (S.E.C).
- Section entièrement tendue (S.E.T).
- Section partiellement comprimée (S.P.C).

• **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} - \sigma_1}{2} d.e$$

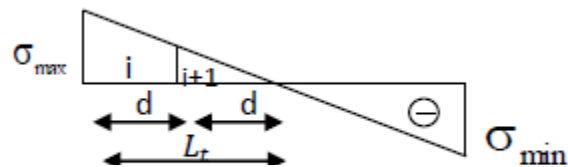
$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} d.e$$



• **Section partiellement comprimée :**

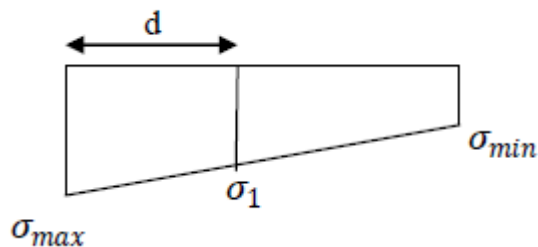
$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} d.e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} d.e$$



• **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} d.e$$



## 2. Sections d'armatures :

### ➤ Armatures verticales :(Art 7.7.4.1/RPA)

**Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N + B \times f_c \times 28}{2}$$

B : la section du voile

**Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N}{\sigma_{st}}$$

**Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N}{\sigma_{st}}$$

### ➤ Armatures horizontales :

**Exigence du RPA :**

**(Art 7.7.4.1/RPA)**

-Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\theta$  et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

-La section d'armatures horizontales doit être :  $A_H > 0.15\%B$

-Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

**Exigence du BAEL :(Art A.8.2,4/BAEL)**

$$A_H = \frac{A_v}{4} ; A_v : \text{la section des armatures verticales}$$

### ➤ Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient 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)**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

### ➤ Armatures minimales :

**Section entièrement comprimée :(Art A.8.1,21/BAEL)**

$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$$

**Section partiellement comprimée :**

**(Art. A.4.2, 1/BAEL)**

$$A_{min} \geq \max \left( \frac{0.23Bft_{28}}{f_e} ; 0.2\%B \right)$$

**Section entièrement tendue :**

**(Art. A.4.2, 1/BAEL)**

$$A_{min} \geq \frac{0.23Bft_{28}}{f_e}$$

➤ **Diamètre maximal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

➤ **Armatures 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  $> 4HA10$  ligaturé avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

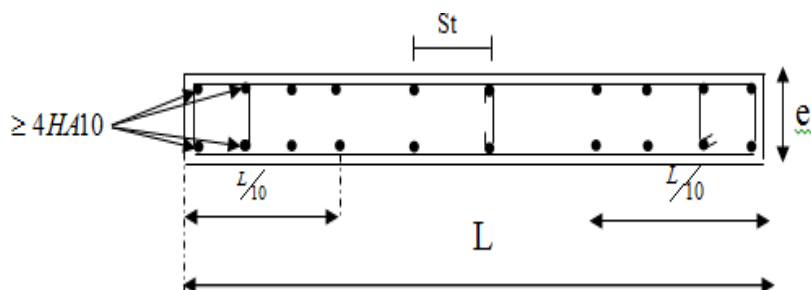
➤ **Espacement :(Art 7.7.4.3/RPA)**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min (1.5e; 30 \text{ cm})$$

Avec; e: l'épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres verticales doit être réduit à moitié sur une longueur égale  $\frac{1}{10}$  de la longueur du voile, cette espacement ne doit pas dépasser 15cm.



**Figure VI.3.5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.**

➤ **Longueur de recouvrement :**

Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- $40\Phi$  : pour les barres situées dans les zones comprimées où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\Phi$  : pour les barres situées dans les zones comprimées, sous toutes les combinaisons possibles des charges.

➤ **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 :

$$A_{Vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} ; \text{ avec :}$$

$$T = 1.4 V_u$$

$V_u$  : l'effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

## VI.4.2. Vérification à l'ELS :

### a. Contrainte limite de béton :

$$\sigma_{bu} = \frac{N}{B+15A} \leq \sigma_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N : l'effort normal appliqué

B : section du béton

A : section d'armatures adoptée

### b. Contrainte limite de cisaillement :

- D'après le RPA (art 7.7.2. RPA 99) :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \tau = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

b : l'épaisseur du voile

d : hauteur utile ( $d = 0.9h$ )

h : hauteur totale de la section brute

- D'après le BAEL (art 5.1, 1/BAEL91) :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \tau = \min \left( \frac{0.15f_{c28}}{y_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

**Exemple de calcul :****a. Ferrailage du voile longitudinale :**

$$L = 3.80 \text{ m} ; e = 0.25 \text{ m} ; B = 0.95 \text{ m}^2$$

$$\sigma^{\max} = 754.08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma^{\min} = 2750.54 \text{ KN/m}^2$$

**b. Largeur de la zone comprimée:**

$$L_c = \frac{\sigma^{\max}}{\sigma^{\max} + \sigma^{\min}} L = \frac{754.08}{754.08 + 2750.54} \times 3.8 = 0.82 \text{ m}$$

**c. Largeur de la zone tendue :**

$$L_t = L - L_c = 3.8 - 0.82 = 2.98 \text{ m}$$

**d. Calcul « d » :**

$$d \leq \min \left( \frac{he}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) = \min (1.44 ; 0.54) = 0.54 \text{ m}$$

$$\text{Soit un tronçon : } d = \frac{L_t}{2} = \frac{2.98}{2} = 1.49 \text{ m}$$

**e. Calcul des armatures :**

Soit un tronçon  $d = 1.49 \text{ m}$

$$\frac{\sigma^{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d} \rightarrow \sigma_1 = \frac{\sigma^{\min} \times L_t - d}{L_t} = \frac{2750.54(2.98 - 1.49)}{2.98} = 1375.27 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma^{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{2750.54 + 1375.27}{2} \cdot 1.49 \times 0.25 = 769.04 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 \cdot d \cdot e}{2} = \frac{1375.27 \times 1.49 \times 0.25}{2} = 256.347 \text{ KN}$$

**1. Calcul des armatures verticales:**

$$1^{\text{ère}} \text{ bande : } A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{769.04}{400 \times 10^{-1}} = 19.23 \text{ cm}^2$$

$$2^{\text{ème}} \text{ bande : } A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{256.347}{400 \times 10^{-1}} = 6.41 \text{ cm}^2$$

**2. Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left( \frac{B f_t 28}{f_e} ; 0.2\% B \right) ; \text{ avec : } B = d \cdot e$$

$$A_{\min} = \max (7.45 \times 10^{-4} ; 19.57 \times 10^{-4}) = 19.57 \times 10^{-4} \text{ cm}^2$$

**3. Armatures de coutures :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} ; \text{ avec : } V = 1.4T$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4 \times 40.76}{40} = 1.57 \text{ cm}^2$$

**Calcul des sections :**

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 19.23 + \frac{1.57}{4} = 18.83 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 6.41 + \frac{1.57}{4} = 6.02 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

#### 4. Armatures horizontales :

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_H = \frac{A_v \text{ adoptée}}{4} = \frac{15.83}{4} = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA 99 : } A_H \geq 0.15\%B = A_H = 3.96 \text{ cm}^2 \geq 0.15\%B \rightarrow \text{CV}$$

#### 5. Armatures transversales :

Les deux nappes verticales doivent être reliées au minimum par 4 épingles au mètre carré, soit HA8.

| Zones                         |  | Zone IV                                | Zone III                         | zone II                          | zone I                           |                           |
|-------------------------------|--|--|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|---------------------------|
| Caractéristiques géométriques | L (m)  | 3.8                                    | 3.8                              | 3.8                              | 3.8                              |                           |
|                               | e (m)  | 0.25                                   | 0.25                             | 0.25                             | 0.25                             |                           |
|                               | B (m)  | 0.95                                   | 0.95                             | 0.95                             | 0.95                             |                           |
| Sollicitations de calcul      | $\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]                 | 754.08                                 | 578.22                           | 1478.42                          | 2406.91                          |                           |
|                               | $\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]                 | -2750.54                               | -3167.23                         | -3312.29                         | -3960.53                         |                           |
|                               | Nature de la section                                 |  | SPC                              | SPC                              | SPC                              | SPC                       |
|                               | V <sub>u</sub> (kN)                                  | -40.76                                 | -569.35                          | -722.83                          | -914                             |                           |
|                               | L <sub>t</sub> (m)                                   | 2.98                                   | 3.21                             | 2.63                             | 2.36                             |                           |
|                               | L <sub>c</sub> (m)                                   | 0.82                                   | 0.59                             | 1.17                             | 1.44                             |                           |
|                               | d (m)  | 1.491                                  | 1.607                            | 1.314                            | 1.182                            |                           |
|                               | $\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]                      | 1375.270                               | 1583.615                         | 1656.145                         | 1980.265                         |                           |
|                               | N (kN)   | N <sub>1</sub>                         | 769.04                           | 954.14                           | 815.85                           | 877.60                    |
|                               |  | N <sub>2</sub>                         | 256.347                          | 318.045                          | 271.951                          | 292.533                   |
|                               | A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )                    | A <sub>v1</sub>                        | 19.23                            | 23.85                            | 20.40                            | 21.94                     |
|                               |  | A <sub>v2</sub>                        | 6.41                             | 7.95                             | 6.80                             | 7.31                      |
|                               | A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )                   |  | -1.57                            | -21.92                           | -27.83                           | -35.19                    |
|                               | A (cm <sup>2</sup> )                                 | A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4 | 18.83                            | 18.37                            | 13.44                            | 13.14                     |
|                               |  | A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4 | 6.02                             | 2.47                             | -0.16                            | -1.48                     |
|                               | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )                  |  | 19.57                            | 21.09                            | 17.24                            | 15.51                     |
|                               | A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )             | Bonde 1                                | 20.01                            | 21.55                            | 21.55                            | 21.55                     |
| Bonde 2                       |  | 7.85                                   | 15.83                            | 15.83                            | 15.83                            |                           |
| Ferrailage des voiles         | Choix des barres                                     | Bonde 1                                | 10HA16                           | 16HA14                           | 14HA14                           | 16HA14                    |
|                               |  | Bonde 2                                | 10HA16                           | 16HA14                           | 16HA12                           | 14HA12                    |
|                               | S <sub>i</sub> (cm)                                  | Bonde 1                                | 15 cm                            | 15 cm                            | 15 cm                            | 15 cm                     |
|                               |  | Bonde 2                                | 15 cm                            | 15 cm                            | 15 cm                            | 15 cm                     |
|                               | A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande |  | 11.18                            | 12.05                            | 9.85                             | 8.86                      |
|                               | A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )             |  | 5.00                             | 5.39                             | 5.39                             | 5.39                      |
|                               | Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )            |  | 2x7HA12                          | 10 HA 14/nappe                   | 10 HA 12/nappe                   | 10 HA 12/nappe            |
|                               | ep =25cm   |  | (A=15,84cm <sup>2</sup> )        | (A=15.39cm <sup>2</sup> )        | (A=11,30cm <sup>2</sup> )        | (A=11,30cm <sup>2</sup> ) |
| Armature transversal          |  | 4 Epingles<br>HA8/m <sup>2</sup>       | 4 Epingles<br>HA8/m <sup>2</sup> | 4 Epingles<br>HA8/m <sup>2</sup> | 4 Epingles<br>HA8/m <sup>2</sup> |                           |
| contrainte                    | $\tau_u$ (MPa)                                       | -0.048                                 | -0.666                           | -0.845                           | -1.069                           |                           |
|                               | $\tau_v$ (MPa)                                       | -0.067                                 | -0.932                           | -1.184                           | -1.497                           |                           |
| ELS                           | N <sub>s</sub> (kN)                                  | 289.12                                 | 415.15                           | 527.13                           | 667.36                           |                           |
|                               | $\sigma_b$ (MPa)                                     | 0.29                                   | 0.41                             | 0.52                             | 0.66                             |                           |

Tableau.VI11 : ferrailage des voiles sens longitudinale (3.80m)

| Zones  |  | Zone IV                                | Zone III                         | zone II                          | zone I                           |                                  |        |
|--|--|--|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|--------|
| Caractéristiques géométriques                        | L (m)                                    | 4.6                                    | 4.6                              | 4.6                              | 4.6                              |                                  |        |
|  | e (m)                                    | 0.25                                   | 0.25                             | 0.25                             | 0.25                             |                                  |        |
|  | B (m)                                    | 1.15                                   | 1.15                             | 1.15                             | 1.15                             |                                  |        |
| Sollicitations de calcul                             | $\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]      | 130.32                                 | 475.77                           | 780.51                           | 1412.28                          |                                  |        |
|  | $\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]      | -1260.99                               | -1670.8                          | -1309.15                         | -2172.81                         |                                  |        |
|  | Nature de la section                     |  | SPC                              | SPC                              | SPC                              | SPC                              |        |
|  | V <sub>u</sub> (kN)                      | 225.79                                 | 357.6                            | 468.53                           | 510.31                           |                                  |        |
|  | L <sub>t</sub> (m)                       | 4.17                                   | 3.58                             | 2.88                             | 2.79                             |                                  |        |
|  | L <sub>c</sub> (m)                       | 0.43                                   | 1.02                             | 1.72                             | 1.81                             |                                  |        |
|  | d (m)                                    | 2.085                                  | 1.790                            | 1.441                            | 1.394                            |                                  |        |
|  | $\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]          | 630.495                                | 835.400                          | 654.575                          | 1086.405                         |                                  |        |
|  | N (kN)                                   | N <sub>1</sub>                         | 492.87                           | 560.83                           | 353.70                           | 567.90                           |        |
|  |  | N <sub>2</sub>                         | 164.289                          | 186.944                          | 117.899                          | 189.300                          |        |
|  | A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )        | A <sub>v1</sub>                        | 12.32                            | 14.02                            | 8.84                             | 14.20                            |        |
|  |  | A <sub>v2</sub>                        | 4.11                             | 4.67                             | 2.95                             | 4.73                             |        |
|  | A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )       |  | 8.69                             | 13.77                            | 18.04                            | 19.65                            |        |
|  | A (cm <sup>2</sup> )                     | A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4 | 14.49                            | 17.46                            | 13.35                            | 19.11                            |        |
|  |  | A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4 | 6.28                             | 8.12                             | 7.46                             | 9.64                             |        |
|  | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )      |  | 27.36                            | 23.50                            | 18.91                            | 18.30                            |        |
|  | A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> ) | Bonde 1                                | 28.13                            | 24.11                            | 21.54                            | 18.46                            |        |
|  |  | Bonde 2                                | 28.13                            | 24.11                            | 21.54                            | 18.46                            |        |
|  | Ferrailage des voiles                    | Choix des barres                       | Bonde 1                          | 14HA16                           | 12HA16                           | 14HA14                           | 12HA14 |
|  |  |  | Bonde 2                          | 14HA16                           | 12HA16                           | 14HA14                           | 12HA14 |
| S <sub>t</sub> (cm)                                  |  | Bonde 1                                | 15 cm                            | 15 cm                            | 15 cm                            | 15 cm                            |        |
|  |  | Bonde 2                                | 15 cm                            | 15 cm                            | 15 cm                            | 15 cm                            |        |
| A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande |  | 15.63                                  | 13.43                            | 10.81                            | 10.45                            |                                  |        |
| A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )             |  | 7.03                                   | 6.03                             | 5.39                             | 4.62                             |                                  |        |
| Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )            |  | 14HA12                                 | 14HA12                           | 10HA12                           | 10HA12                           |                                  |        |
| ep =12cm/10cm  |  | (A=15.83cm <sup>2</sup> )              | (A=15.83cm <sup>2</sup> )        | (A=11,30cm <sup>2</sup> )        | (A=11,30cm <sup>2</sup> )        |                                  |        |
| Vérification des contraintes                         | Armature transversal                     |  | 4 Epingles<br>HA8/m <sup>2</sup> | 4 Epingles<br>HA8/m <sup>2</sup> | 4 Epingles<br>HA8/m <sup>2</sup> | 4 Epingles<br>HA8/m <sup>2</sup> |        |
|  | contrainte                               | $\tau_u$ (MPa)                         | 0.218                            | 0.346                            | 0.453                            | 0.493                            |        |
|  |  | $\tau_H$ (MPa)                         | 0.305                            | 0.484                            | 0.634                            | 0.690                            |        |
|  | ELS                                      | N <sub>s</sub> (kN)                    | 165.19                           | 261.57                           | 215.27                           | 393.26                           |        |
|  |  | $\sigma_b$ (MPa)                       | 0.13                             | 0.21                             | 0.18                             | 0.33                             |        |

Tableau.VI12 : ferrailage des voiles sens transversal (4.60m)

# **Chapitre VII**

**Etude de l'infrastructure**

## VII.1. INTRODUCTION :

Les fondations sont des éléments de la structure, ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol.

Dans le cas générale un élément déterminé de la structure peu transmettre à sa fondation

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction
- Un moment qui peut s'exercer dans différents plans

Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sol ou cas des radiers)

Soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux)

On distingue donc deux types de fondation :

### a) Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, les principaux types de fondations superficielles sont :

- ✓ Les semelles continues sous murs
- ✓ Les semelles continues sous poteaux
- ✓ Les semelles isolées
- ✓ Les radiers

### b) Fondations profondes :

Ce type de fondation est généralement utilise pour des sols ayant une faible capacité portante, ou lorsque le bon sol se trouve a une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- ✓ Les pieux
- ✓ Les puits

## Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Les résultats de cette étude sont :

–la contrainte admissible du sol est  $\sigma_{sol}=2.5 \text{ bars}= 0.25 \text{ MPa}$  de profondeur

–absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux, les semelles repos toujours sur une couche du béton de propreté de 5 cm à 10cm d'épaisseur, dosé à  $150\text{kg/m}^3$ .

### Choix de type de fondations :

Letypedefondationestchoisiessentiellementselonlescritèressuivants:

- Larésistancedusol
- Letassementdusol
- Lemodeconstructif delastructure

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain. Ce choix est défini par :

- Lastabilitéde l'ouvrage
- Lafacilitéde l'exécution
- Lacapacitéportantedusol
- L'économie

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes et le radier générale, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

## VII.2. DIMENSIONNEMENT :

### 1. Semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut uniquement l'effort normal  $N_{s \max}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux de sous-sol.

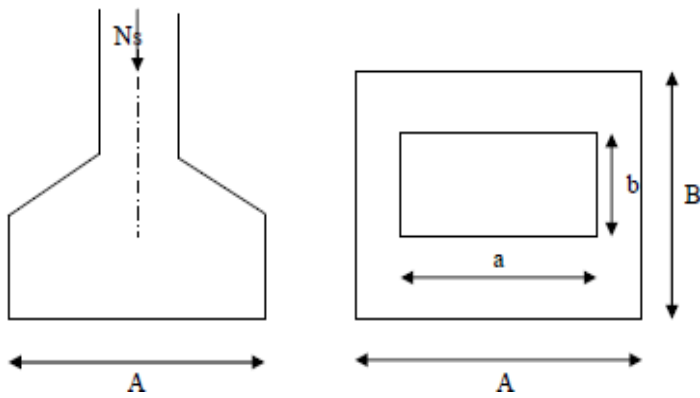
$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Avec :

B: Lalongeurdelasemelle.

$N_{\text{ser}}$ : L'effort max à la base des poteaux

$\sigma$  : Contrainte admissible dusol.



FigureVII.1 : Schéma de la semelle isolée

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = K \rightarrow \frac{45}{45} = 1 \quad \text{donc : } A = B$$

D'où :

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

Avec :

$$N_{ser} = 1983.16 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1983.16}{250}} = 2.82 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } A = B = 2.82 \text{ m}$$

### Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles isolées engendre un chevauchement, donc il Ya a lieu d'opter pour des semelles filantes.

## 2- Semelles filantes :

### ❖ Semelles filantes sous voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

$\sigma_{sol}$  : capacité portante du sol

L : longueur de la semelle

B : largeur de la semelle

G,Q : charge et surcharge revenant au voile considéré

Les résultats decalcul sont donnés sur le tableau suivant :

Sens longitudinale x-x :

| Voiles          | N <sub>smax</sub> (kN) | L   | B    | S=BxL |
|-----------------|------------------------|-----|------|-------|
| W <sub>18</sub> | 683.65                 | 3.6 | 1.10 | 3.96  |

Tableau VII.1 :surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Sens transversal y-y :

| Voiles          | N <sub>s max</sub> (KN) | L   | B    | S=BxL |
|-----------------|-------------------------|-----|------|-------|
| W <sub>28</sub> | 393 .26                 | 4.6 | 1.10 | 5.06  |

Tableau VII.2 :surface de semellesfilantes sous voiles (sens transversal)

❖ 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 coïncidente avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur semelle.

- Etape de calcul :
  - Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum Ni$
  - Détermination des coordonnées de la structureR :  $e = \frac{\sum Ni ei + \sum MI}{R}$
  - Détermination de la distribution (par ml) des sollicitations de la semelle

$e \leq \frac{L}{6} \rightarrow$  répartition trapézoïdale

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q \left( \frac{L}{4} \right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right)$$

$e \geq \frac{L}{6} \rightarrow$  répartition triangulaire

### Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux (fil de poteau le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| Poteaux | $N_s$ (kN) | $e_i$ | $N_s \times e_i$ (kN.m) | $M_s$ (kN.m) |
|---------|------------|-------|-------------------------|--------------|
| C6      | 1044.32    | 9.80  | 10234.336               | -5.662       |
| C13     | 1119.67    | 6.30  | 7053.921                | -0.963       |
| C20     | 1770.96    | 1.70  | 3010.632                | 3.254        |
| C27     | 892.69     | -1.70 | -1517.573               | 0.7          |
| C34     | 1118.10    | -6.30 | -7044.03                | -4.128       |
| C41     | 925.43     | -9.80 | -9333.814               | 5.624        |
| Sommes  | 6898.17    | /     | 2403.472                | -1.175       |

Tableau VII. 3 :surface de semelles filantes sous poteaux

- **Résultante :**

$$R = \sum N_i = 6898.17 \text{ KN}$$

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{2403.472 - 1.175}{6898.17} = 0.348 \text{ m}$$

$$e = 0.348 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = 3.34 \text{ m} \rightarrow \text{répartition trapézoïdale}$$

- **Distribution des sollicitations par mètre linéaire de la semelle :**

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{6898.17}{20.05} \left( 1 + \frac{6 \cdot 0.348}{20.05} \right) = 379.87 \text{ KN/m}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{6898.17}{20.05} \left( 1 - \frac{6 \cdot 0.348}{20.05} \right) = 308.21 \text{ KN/m}$$

$$q \left( \frac{L}{4} \right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{6898.17}{20.05} \left( 1 + \frac{3 \cdot 0.348}{20.05} \right) = 361.96 \text{ KN/m}$$

$$B \geq \frac{q \left( \frac{L}{4} \right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{361.96}{180} = 1.44 \text{ m}$$

$$B = 1.5 \text{ m}$$

La surface totale occupée par les semelles filante est :

$$S_t = n \times S_p \times S_v = 6 (20.05 \times 1.5) + (1.5 \times 19.46) + 4(4.6 \times 1.5) + 6(3.6 \times 1.5) = 269.64$$

$$S_t = 269.64 \text{ m}^2$$

Avec n : nombre de portique dans le sens considéré

**La surface totale de bâtiment :**

$$S_{\text{bat}} = l_x \cdot l_y = 20.05 \times 19.46 = 390.17 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{269.64}{390.17} = 0.69 > 50\%$$

**Conclusion :**

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface de la structure. Donc on opte pour un radier général.

**VII.3. ETUDE DU RADIER :**

Un radier est défini comme une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

- il permet une meilleure répartition de la charge sur sol
- il semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels
- facilité de coffrage et de ferrailage
- rapidité d'exécution

**VII.3.1. Pré dimensionnement du radier :****1) hauteur du radier :****a. selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ( $h_{\text{min}} \geq 25 \text{ cm}$ )

**b. selon la condition forfaitaire**

$$\frac{L_{\text{max}}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\text{max}}}{5}$$

**c. Condition de longueur d'élasticité :**

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{EI}{kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\text{max}}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie la condition suivante :

$$L_{\text{max}} \leq \frac{2}{\pi} l_e \rightarrow \text{ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\text{max}}\right) \times \frac{3k}{E}}$$

Avec :

$L_e$ : longueur élastique

$K$  : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de la surface

$K = 40$  MPa (pour un sol moyen)

$I$  : l'inertie de la section du radier (bande de 1m)

$E$  : module de déformation longitudinal différée :  $E = 11000 \times \sqrt[3]{f_c 28} = 32164.19$  MPa

$L_{max}$  = distance maximal entre deux nervures

$$D'où : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3.14} \cdot 4.6\right) \times \frac{3 \times 40}{32164.19}} = 0.97$$

On prend  $h = 100$  cm

## 2) La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d > \frac{L_{max}}{20} \text{ Avec un minimum de 25 cm}$$

$$h_d > \frac{460}{20} = 23 \text{ cm}$$

Soit  $h_d = 25$  cm

## 3) Lanervure :

- La hauteur de la nervure

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_d > \frac{L_{max}}{10}$$

$$h_d > \frac{460}{10} = 46 \text{ cm}$$

Soit  $h_n = 50$  cm

- La largeur de la nervure :

Lanervure du radier doit avoir une largeur :

$$0.4h \leq b_n \leq 0.7h_n \rightarrow 40 \leq b_n \leq 70$$

Soit  $b_n = 55$  cm

**Conclusion :**

On adoptera pour une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h_n=100\text{cm}$  .....hauteur de nervure

$b_n=55\text{cm}$  ..... largeur de nervure

$h_d=25\text{cm}$ .....hauteur de la dalle

**4) Calcul de la surface nécessaire du radier :**

On a:  $G_t= 4748831 \text{ KN}$        $Q_t= 6925.18 \text{ KN}$

**Combinaison d'action :**

**A l'ELU :**

$$N_u=1.35xG+1.5xQ$$

$$N_u= 1.35 \times 4748831 + 1.50 \times 6925.18 = 74496.99 \text{ KN}$$

**A l'ELS :**

$$N_s= G + Q$$

$$N_s= 47488.31+6925.18 = 54413.49 \text{ KN}$$

**A l'ELU :**

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33\delta_{sol}} = \frac{74496.99}{1.33 \times 250} = 224.05 \text{ m}^2$$

**A l'ELS:**

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\delta_{sol}} = \frac{54413.49}{250} = 217.652 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = (S^{\text{ELU}}; S^{\text{ELS}}) = 224.05 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 390.17 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 390.17 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 224.05 \text{ m}^2$$

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier donc on n'aura pas de débord, les règles du BAEL nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{débord}} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$L_{\text{débord}} = 50 \text{ cm}$$

$$S_{\text{debord}} = (19.46 \times 0.5 \times 2) + (20.05 \times 0.5 \times 2) = 39.51 \text{m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{debord}} + S_{\text{batiment}}$$

$$S_{\text{radier}} = 39.51 + 390.17 = 429.68 \text{m}^2$$

**5) Calcul des sollicitations à la base du radier:**

|                                   |                                    |   |            |
|-----------------------------------|------------------------------------|---|------------|
|                                   | <b>Poids du bâtiment</b>           | G=66860.9<br>5KN  |            |
| <b>Poids de radie</b>             | <b>Poids de la dalle</b>           | $P_{\text{dalle}} = S_{\text{rad}} \times h_d \times \rho_b$<br>$P_{\text{dalle}} = 429.68 \times 0.2 \times 25$  | 2148.4 KN  |
|                                   | <b>Poids de la nervure</b>         | $P_{\text{ner}} = b (h_n - h_d) \times \rho_b \times \sum (l_x \times n + l_y \times m)$<br>$P_{\text{ner}} = 0.55 \times (1 - 0.25) \times 25 \times (19.46 \times 6 + 20.05 \times 7)$  | 2651.44KN  |
|                                   | <b>Poids du remblai</b>            | $P_{\text{TVO}} = S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}} \times (h_n - h_d) \times \rho_{\text{TV}}$<br>$S_{\text{ner}} = b_n \times \sum (l_x \times n + l_y \times m) = 0.55 \times 257.11$<br>$= 141.41 \text{m}^2$<br>$P_{\text{TVO}} = (429.68 - 141.41) \times (1 - 0.25) \times 17$ | 3278.15KN  |
|                                   | <b>Poids de la dalle flottante</b> | $P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_f \times \rho_b$<br>$D_{\text{alle flottante}} = (429.68 - 141.41) \times 0.10 \times 25$  | 720.67KN   |
|                                   | <b>Poids deradier</b>              |   | 8798.66KN  |
| <b>d'exploitation</b>             | <b>Surcharge</b>                   | Surcharge du bâtiment Q   | 6925.18KN  |
|                                   |                                    | Surcharge du radier Q=3.5×429.68  | 1503.88KN  |
| <b>Poid total de la structure</b> |                                    | $Q_t = Q_b + G_{\text{rad}} = 8798.66 + 47488.31$   | 56286.97KN |
|                                   |                                    | $Q_t = Q_b + Q_{\text{rad}} = 6925.18 + 1503.88$  | 8429.06KN  |
| <b>Combinaisons</b>               | <b>ELU</b>                         | $N_u = 1.35G + 1.5Q$<br>$N_u = 1.35 \times 56286.97 + 1.5 \times 8429.06$   | 88630.99KN |
|                                   | <b>ELS</b>                         | $N_u = G + Q$<br>$N_s = 56286.97 + 8429.06$   | 64716.03KN |

**Tableau VII.4 :sollicitation a la base de radier**

## 6) Vérification :

### 1) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \tau$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bxd} \leq \tau = \min \left( \frac{0.15f_c28}{\gamma_b} ; 2 \text{ MPa} \right)$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad d = 0.9h = 22.5 \text{ cm}$$

$$T_{u\max} = \frac{q_u.l_{\max}}{2} = \frac{N_u.b}{S_{rad}} \times \frac{l_{\max}}{2}$$

$$T_{u\max} = \frac{88\,630.99}{429.68} \times \frac{4.6}{2} = 474.42 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bxd} = \frac{474.42 \times 10^3}{1000 \times 225} = 2.11 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\tau_u = 2.11 \text{ MPa} < \tau = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

### 2) Vérification de la stabilité du radier :

#### ➤ Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i x_i}{\sum S_i} ; Y_G = \frac{\sum S_i y_i}{\sum S_i}$$

$$X_G = \frac{19.46}{2} = 9.73 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{20.05}{2} = 10.025 \text{ m}$$

Avec :

$S_i$  : aire du panneau considéré

$X_i ; Y_i$  : centre de gravité du panneau considéré

#### ➤ Moments d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bxh^3}{12} ; I_{yy} = \frac{hxb^3}{12}$$

$$I_{xx} = 13070.87 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 12312.93 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité

Par les efforts suivants :

–effort normal (N) du aux charges verticales

–Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré

$$M=M_0+T_0.h$$

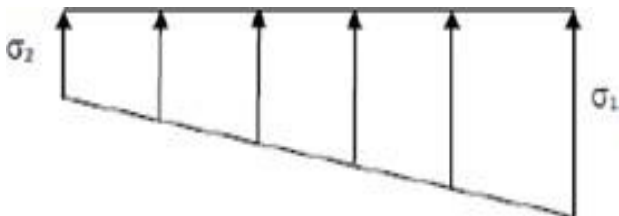
Avec :

$M_0$  : moment sismique à la base de la structure

$T_0$  : effort tranchant à la base de la structure

$h$  : profondeur de l'infrastructure

Lediagramme trapézoïdaldes contraintes nous donne :



### Diagramme des contraintes du sol

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

**Effort normal :**

$$N_u = 89920.58 \text{ kN} ; N_s = 65667.68 \text{ kN}$$

On doit vérifier que :

**A l'ELU :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{sol}$$

**A l'ELS :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} x_v$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} x_v$$

$$\sigma_{sol}=250\text{kN/m}^2 ; 1.33\sigma_{sol} =332.5\text{kN/m}^2$$

**Calcul du moment de renversement :**

| Sollicitations / sens | M <sub>0</sub> ( KN.m) | T <sub>0</sub> (kN) | H   | M ( kN.m) |
|-----------------------|------------------------|---------------------|-----|-----------|
| x-x                   | 66718.02               | 2735.62             | 1.1 | 66991.582 |
| y-y                   | 78931.42               | 3239.72             | 1.1 | 82495.112 |

**Tableau VII.5 :moment de renversement**

**Exemple de calcul :**

**Sens longitudinale :**

**A l'ELU :**

$$M_x= 66991.582\text{kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{89920.58}{429.68} + \frac{66991.582}{12312.93} \times 9.73 = 262.21\text{kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{89920.58}{429.68} - \frac{66991.582}{12312.93} \times 9.73 = 156.33 \text{ kN/m}^2$$

D'ou:

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 262.21 + 156.33}{4} = 235.74\text{kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 235.74 \leq 1.33\sigma_{sol} = 332.5\text{kN/m}^2 \rightarrow \text{CV}$$

**A l'ELS:**

$$M_x= 66991.582\text{kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{65667.68}{429.68} + \frac{66991.582}{12312.93} \times 9.73 = 205.76\text{kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{65667.68}{429.68} - \frac{66991.582}{12312.93} \times 9.73 = 99.89 \text{ kN/m}^2$$

D'ou:

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 205.76 + 99.89}{4} = 179.29 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 179.29 \leq \sigma_{sol} = 250\text{kN/m}^2 \rightarrow \text{CV}$$

**Sens transversal:**

**A l'ELU :**

$M_y = 66991.582 \text{ kN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{89920.58}{429.68} + \frac{82495.112}{13070.78} \times 10.025 = 272.54 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{89920.58}{429.68} - \frac{82495.112}{13070.78} \times 10.025 = 146 \text{ kN/m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \cdot 272.54 + 146}{4} = 240 \text{ kN/m}^2$$

$\sigma_m = 240 \leq 1.33 \sigma_{sol} = 332.5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{CV}$

**A l'ELS:**

$M_y = 66991.582 \text{ kN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{65667.68}{429.68} + \frac{82495.112}{13070.78} \times 10.025 = 216.1 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{65667.68}{429.68} - \frac{82495.112}{13070.78} \times 10.025 = 89.55 \text{ kN/m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \cdot 216.1 + 89.55}{4} = 184.46 \text{ kN/m}^2$$

Avec:

$\sigma_m = 184.46 \leq \sigma_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{CV}$

|             | ELU        |            |            |                    | ELS        |            |            |                | Obs |
|-------------|------------|------------|------------|--------------------|------------|------------|------------|----------------|-----|
| contraintes | $\sigma_1$ | $\sigma_2$ | $\sigma_m$ | $1.33\sigma_{sol}$ | $\sigma_1$ | $\sigma_2$ | $\sigma_m$ | $\sigma_{sol}$ |     |
| Sens x-x    | 262.21     | 156.33     | 235.74     | 332.5              | 205.76     | 99.89      | 179.19     | 332.5          | CV  |
| Sens y-y    | 272.54     | 146        | 240        | 332.5              | 216.1      | 89.55      | 184.46     | 332.5          | CV  |

**Tableau VII.6 : vérification de la stabilité du radier**

### VII.2.3. Ferrailage du radier :

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul de ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL91.

Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis

On distingue deux cas :

1<sup>er</sup> cas :

Si  $\rho < 0.40 \rightarrow$  la flexion longitudinale est négligeable

$$M_{0x} = q_u \times \frac{l_x^2}{8} \quad ; \quad M_{0y} = 0$$

2<sup>ème</sup> cas :

Si  $0.40 > \rho \leq 1 \rightarrow$  les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur unité valent :

Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{0x} = q_u \cdot \mu_x \cdot l_x$

Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD

$$\text{Avec : } \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

#### Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

- **Identification du panneau le plus sollicité :**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.8}{4.6} = 0.8 \rightarrow \mu_x = 0.0565$$

$$\mu_y = 0.595$$

$0.40 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons maximale, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

**A l'ELU:**

$$q_{um} = \sigma_m(\text{Elu}) \cdot \frac{\text{Grad}}{\text{srar}} = 240 \cdot \left( \frac{47488.31}{429.68} \right) \cdot 1 = 129.47 \text{ kN/ml}$$

**A l'ELS :**

$$q_{um} = \sigma_m(\text{ELS}) \cdot \frac{\text{Grad}}{\text{srar}} = 184.46 \cdot \frac{47488.31}{429.68} \cdot 1 = 73.93 \text{ kN/ml}$$

### 1) calcul des armatures :

**a. Calcul des armatures a l'ELU :**

**Evaluation des moments  $M_x, M_y$  :**

$$M_{0x} = M_{0x} = q_u \cdot \mu_x \cdot l_x$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$M_{0x} = 0.0565 \times 129.47 \times 3.8^2 = 105.62 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = 0.595 \times 105.62 = 62.84 \text{ kN.m}$$

**b. Calcul des armatures a l'ELS :**

$$M_{0x} = 0.0565 \times 73.93 \times 3.8^2 = 60.32 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = 0.595 \times 60.32 = 35.89 \text{ kN.m}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0.5 aux appuis et 0.75 en travée.

**ELU :**

✓ **Moments en travée :**

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x}$$

$$M_{tx} = 0.75 \times 105.62 = 79.21 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times 62.84 = 47.13 \text{ kN.m}$$

✓ **Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = -0.50 \times M_{0x}$$

$$M_{ax} = -0.50 \times 105.62 = 52.81 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = -0.50 \times M_{0y}$$

$$M_{ay} = -0.50 \times 62.84 = 31.42 \text{ kN.m}$$

**ELS:**

✓ **Moments en travée :**

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x}$$

$$M_{tx} = 0.75 \times 60.32 = 45.24 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times 35.89 = 26.91 \text{ kN.m}$$

✓ **Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = -0.50 \times M_{0x}$$

$$M_{ax} = -0.50 \times 60.32 = 30.16 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = -0.50 \times M_{0y}$$

$$M_{ay} = -0.50 \times 35.89 = 17.94 \text{ kN.m}$$

## 2) Ferrailage à l'ELU:

**Dans le sens x-x :**

**En travée :**  $M_t = 79.21 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{79.21 \times 10^3}{100 \times 22.5 \times 22.5 \times 14.2} = 0.110 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu = 0.11 \rightarrow \beta = 0.942$$

$$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta d \sigma_s} = \frac{79.21 \times 10^3}{0.942 \times 22.5 \times 348} = 10.73 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA16 = 12.06 cm<sup>2</sup>

$S_t = 20 \text{ cm}$

**Aux appuis :**  $M_a = 52.81 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_{amax}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{52.81 \times 10^3}{100 \times 22.5 \times 22.5 \times 14.2} = 0.073 < 0.065 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu = 0.07 \rightarrow \beta = 0.962$$

$$A_{st} = \frac{M_{amax}}{\beta d \sigma_s} = \frac{52.81 \times 10^3}{0.962 \times 22.5 \times 348} = 6.98 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA14 = 9.23 cm<sup>2</sup>

$S_t = 20 \text{ cm}$

Dans le sens y-y :

En travée :  $M_t = 47.13 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_{t\max}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{47.13 \times 10^3}{100 \times 22.5 \times 22.5 \times 14.2} = 0.065 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu = 0.06 \rightarrow \beta = 0.966$$

$$A_{St} = \frac{M_{t\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{47.13 \times 10^3}{0.966 \times 22.5 \times 348} = 6.23 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA16 = 12.08 cm<sup>2</sup>

$S_t = 20 \text{ cm}$

Aux appuis :  $M_{ta} = 31.42 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_{a\max}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{31.42 \times 10^3}{100 \times 22.5 \times 22.5 \times 14.2} = 0.043 < 0.02 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu = 0.04 \rightarrow \beta = 0.978$$

$$A_{St} = \frac{M_{a\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{31.42 \times 10^3}{0.978 \times 22.5 \times 348} = 6.15 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA14 = 9.23 cm<sup>2</sup>

$S_t = 20 \text{ cm}$

|                       | Sens x-x                      | Sens y-y                      |
|-----------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| Armatures aux appuis  | 6HA14 = 9.23 cm <sup>2</sup>  | 6HA14 = 9.23 cm <sup>2</sup>  |
| Armatures aux travées | 6HA16 = 12.08 cm <sup>2</sup> | 6HA16 = 12.08 cm <sup>2</sup> |

**Tableau VII.7 : récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier**

**Remarque :**

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

### 3) Vérification à l'Elu :

➤ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 22.5 \times 2.1}{400} = 2.71 \text{ cm}^2$$

| Sens |        | $A_{adop}(cm^2)$ | $A_{min}(cm^2)$ | Obs |
|------|--------|------------------|-----------------|-----|
| x-x  | Travée | 12.06            | 2.17            | CV  |
|      | Appui  | 9.23             | 2.17            | CV  |
| y-y  | Travée | 12.06            | 2.17            | CV  |
|      | Appui  | 9.23             | 2.17            | CV  |

Tableau VII.8 : vérification de la condition de non fragilité

➤ **Vérification des espacements (BAEL91/A8.2 ,42)**

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels l'épaisseur totale de la dalle

✓ **Dans le sens x-x :**

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 25; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Dans le sens y-y :**

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 25; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$$

#### 4) Vérification a l'ELS :

- **Vérification des contraintes :**

**Dans les aciers :**

$$\sigma_{st} \leq \sigma$$

$$\sigma = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 d A_{st}}$$

Avec :

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b d}$$

**Dans le béton :**

$$\sigma_b \leq \sigma$$

Avec:

$$\sigma_b = \frac{1}{k_1} \times \sigma_{st}$$

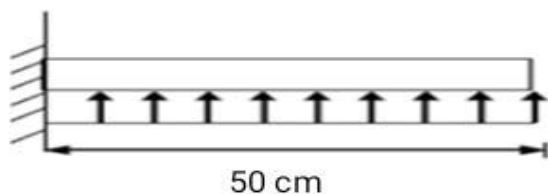
$$\sigma = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

| Sens | Zone   | $A_s$ | $M_s$ | $\rho_1$ | $\beta$ | $K_1$ | $\sigma_{st}$ | $\sigma_b$ | $\sigma$ | Obs |
|------|--------|-------|-------|----------|---------|-------|---------------|------------|----------|-----|
| x-x  | travée | 12.06 | 45.24 | 0.536    | 0.891   | 30.78 | 187.11        | 6.07       | 15       | CV  |
|      | Appui  | 9.23  | 30.16 | 0.410    | 0.901   | 35.5  | 161.18        | 4.5        | 15       | CV  |
| y-y  | Travée | 12.06 | 26.91 | 0.536    | 0.891   | 30.78 | 49.88         | 1.6        | 15       | CV  |
|      | Appui  | 9.23  | 17.94 | 0.410    | 0.901   | 35.5  | 95.87         | 2.7        | 15       | CV  |

Tableau VII.9 : vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier

#### VII.4. FERRAILLAGE DU DEBORD :

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustrée dans la figure ci-dessous, le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.



FigureVII-2:Schéma statique du débord

##### 1) Sollicitation de calcul :

A l'ELU :

$$q_u = 129.47$$

$$M_u = \frac{-q_u \cdot l^2}{2} = \frac{-129.47 \cdot 0.5^2}{2} = -16.18 \text{ kN.m}$$

A l'ELS:

$$q_s = 73.93 \text{ kN.m}$$

$$M_u = \frac{-q_s \cdot l^2}{2} = \frac{-73.93 \cdot 0.5^2}{2} = -9.24 \text{ kN.m}$$

##### 2) Calcul des armatures :

$$B=1\text{m} \quad ; d=22.5\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{16.18 \cdot 10^3}{100 \cdot 22.5 \cdot 22.5 \cdot 14.2} = 0.022$$

$$\mu = 0.989 < 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0.989$$

$$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta d \sigma_s} = \frac{16.18 \cdot 10^3}{0.989 \cdot 22.5 \cdot 348} = 2.089 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.089 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

### 3) Vérification a l'ELU :

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 100 \cdot 22.5 \cdot 2.1}{400} = 2.71 \text{ cm}^2$$

$$A = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.71 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

### 4) Calcul de l'espacement :

$$S_t = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}$$

### 5) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup> avec un espacement s<sub>t</sub> = 25cm

### 6) Vérification a l'ELS :

❖ Dans le béton :

$$\sigma_b \leq \sigma$$

Avec:

$$\sigma_b = \frac{1}{k_1} \times \sigma_{st}$$

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

❖ Dans les aciers:

$$\sigma_{st} \leq \sigma$$

$$\sigma = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 d A_{st}}$$

Avec:

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd}$$

| Moment | $A_t(\text{cm}^2)$ | $\rho_1$ | $K_1$ | $\beta_1$ | $\sigma_{st}$ | $\sigma$ | $\sigma_b$ | $\sigma$ | Obs |
|--------|--------------------|----------|-------|-----------|---------------|----------|------------|----------|-----|
| 9.24   | 4.52               | 0.205    | 53.49 | 0.927     | 98.01         | 348      | 1.83       | 15       | CV  |

Tableau VII.10: vérification a l'ELS

**Remarque :**

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaire au débord fin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

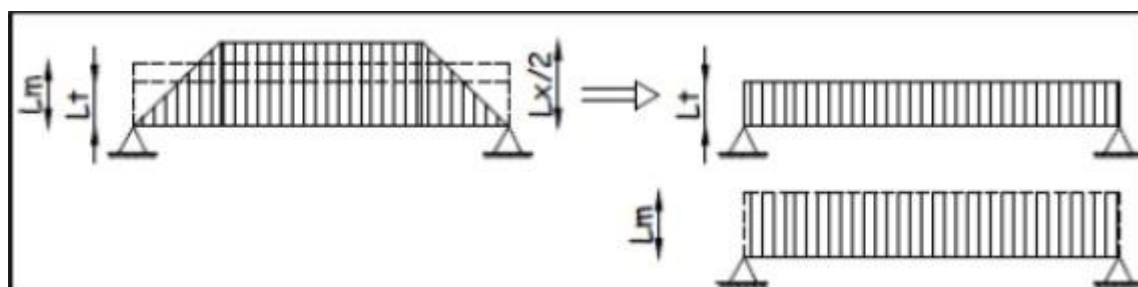
**VII.5. Etude des nervures :**

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Le rapport  $\rho$  est compris entre 0,4 et 1 pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau sont soit trapézoïdales ou triangulaires.

Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment ( $L_m$ ) et le même effort tranchant ( $L_t$ ) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.



FigureVII.3:Présentation des charges simplifiées

➤ **Charge trapézoïdale**

$$\text{Moment fléchissant: } L_m = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$$

$$\text{Effort tranchant : } L_t = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$$

➤ **Charge triangulaire**

$$\text{Moment fléchissant } L_m = 0.25 \times l_x$$

$$\text{Effort tranchant } L_t = 0.333 \times l_x$$

➤ **Moment fléchissant**

$$Q_u = q_u \times l_m$$

$$Q_s = q_s \times l_m$$

➤ **Effort tranchant**

$$Q_u = q_s \times l_t$$

$$Q_s = q_s \times l_t$$

**1) détermination des charges :**

**A l'ELU:**

$$Q_{um} = \sigma_m (\text{Elu}) \left( \frac{G_{rad}}{s_{rar}} - \frac{G_{ner}}{s_{ner}} \right) = \left( 240 - \frac{8798.66}{429.68} - \frac{2651.44}{141.41} \right) = 200.78 \text{ kN/ml}$$

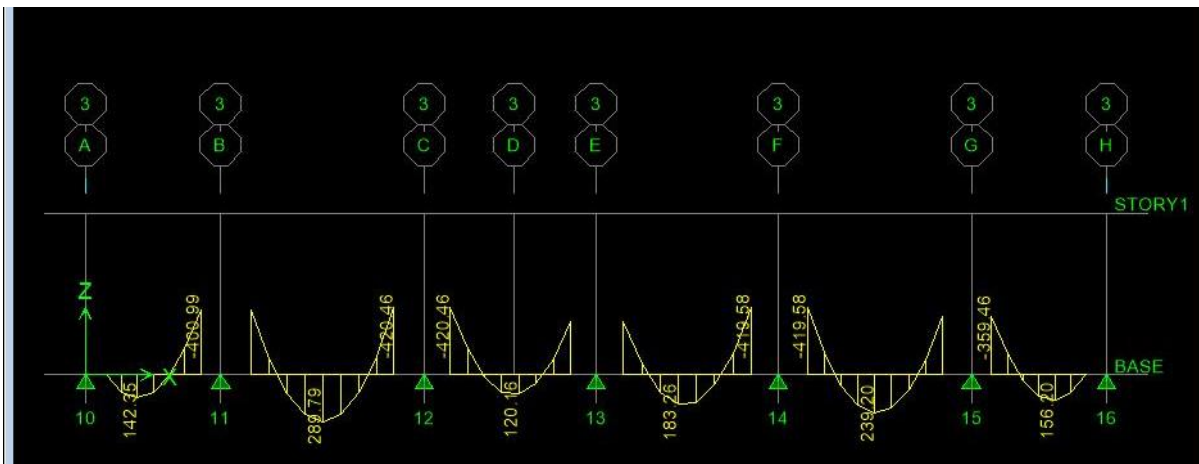
**A l'ELS:**

$$Q_s = \sigma_m (\text{Els}) \left( \frac{G_{rad}}{s_{rar}} - \frac{G_{ner}}{s_{ner}} \right) = \left( 184.46 - \frac{8798.66}{429.68} - \frac{2651.44}{141.41} \right) = 145.24 \text{ kN/ml}$$

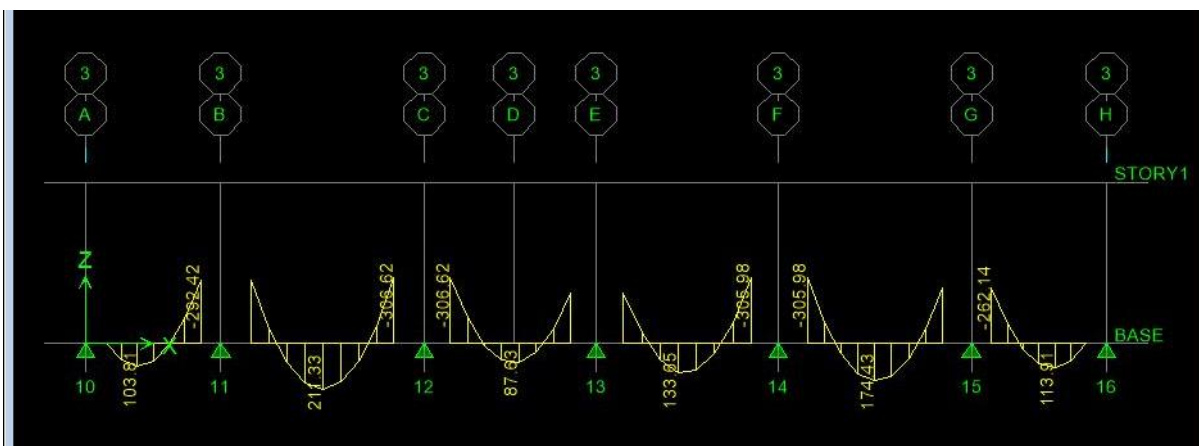
## 2) Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

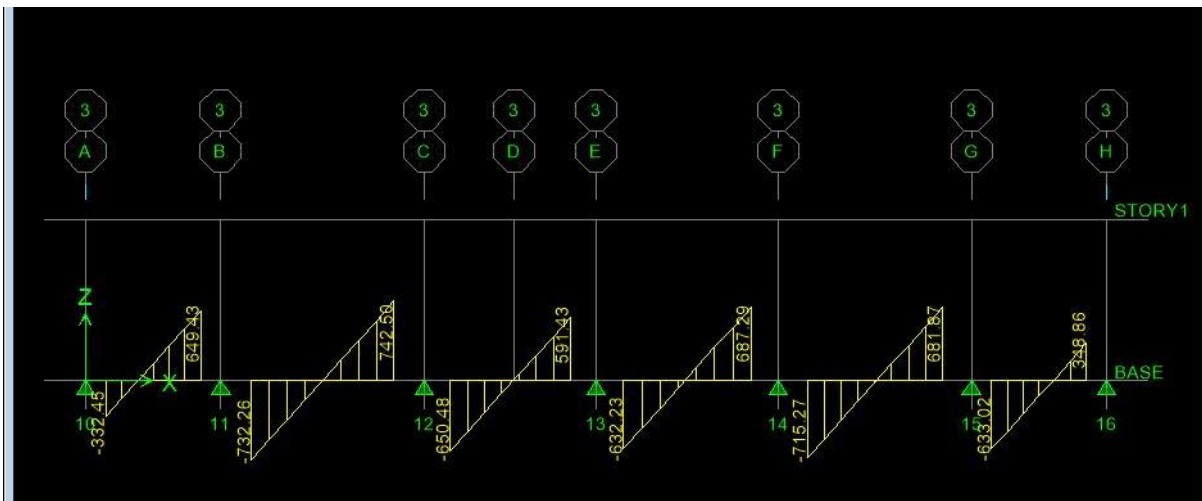
Sens longitudinal :



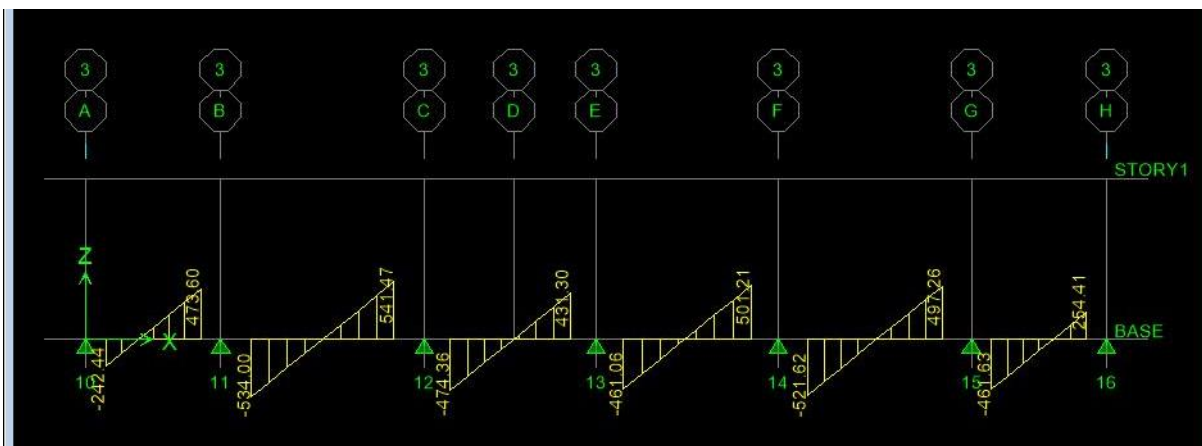
Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU (sens longitudinal)



Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS (sens longitudinal)

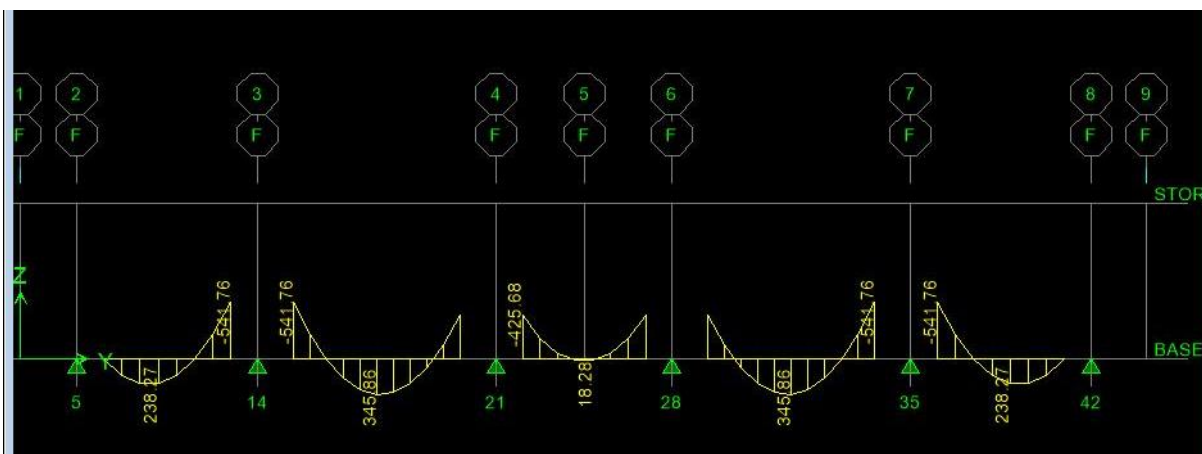


Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU (sens longitudinal)

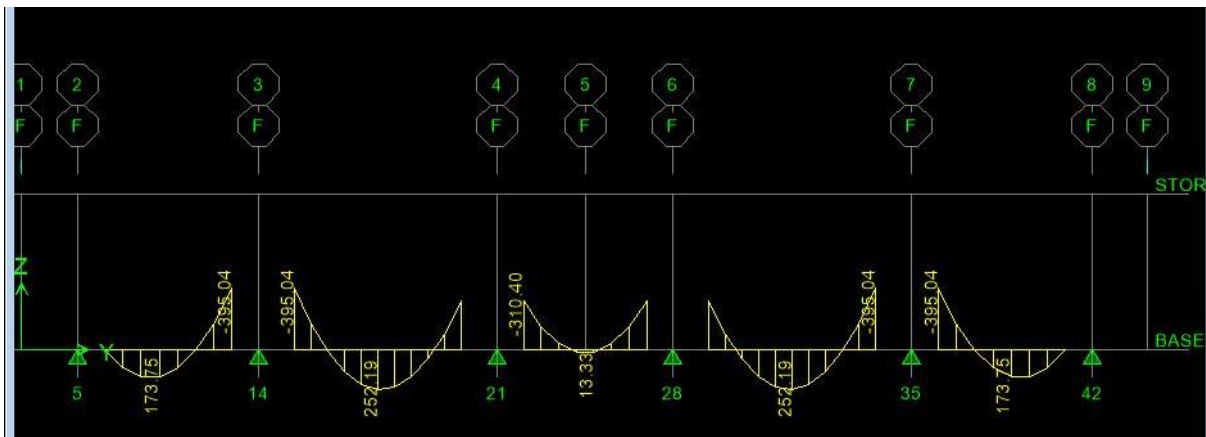


Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS (sens longitudinal)

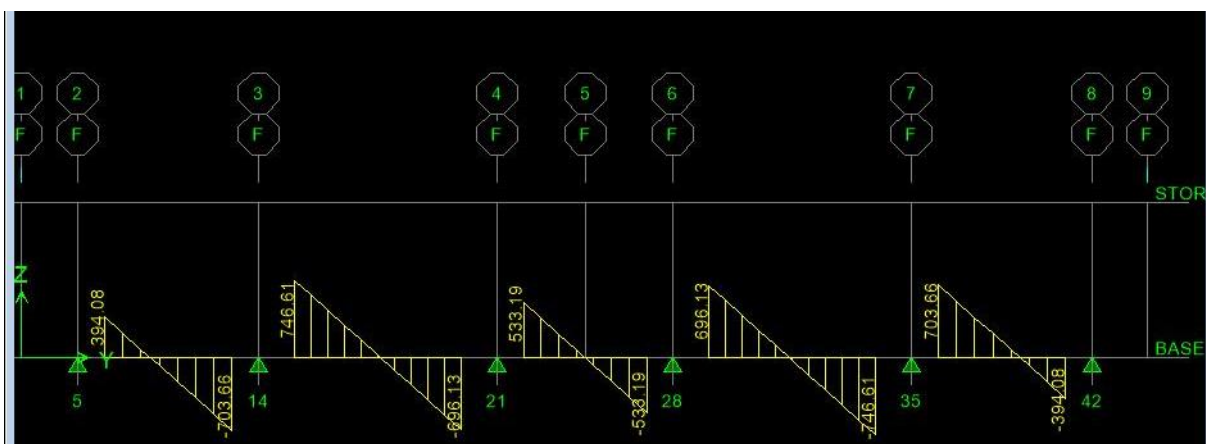
Sens transversale :



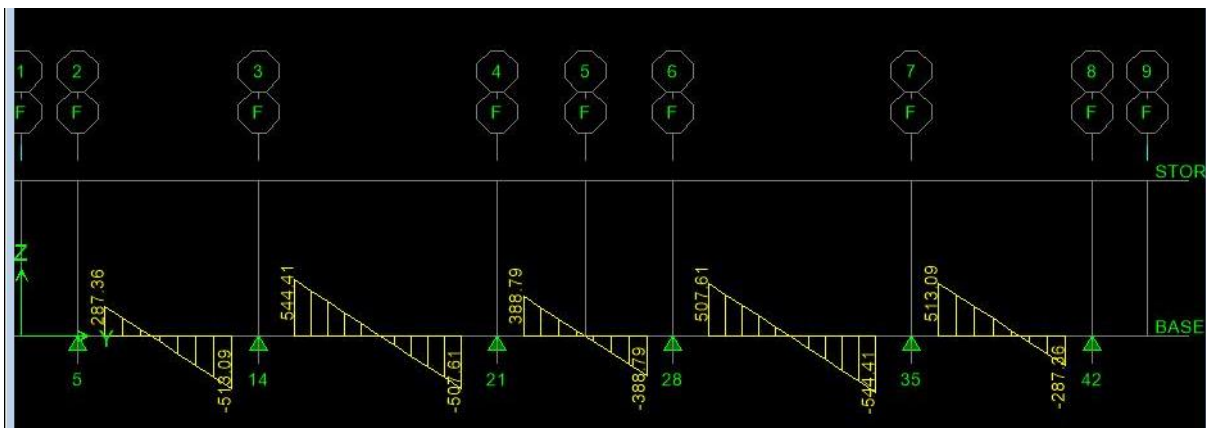
Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU (sens transversal)



Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS (sens transversal)



Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU (sens transversal)



Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS (sens transversal)

### 3) Moment fléchissant à l'ELU:

|                           | Sens longitudinal |         | Sens transversal |         |
|---------------------------|-------------------|---------|------------------|---------|
|                           | ELU               | ELS     | ELU              | ELS     |
| $M_a^{\max}(\text{KN.m})$ | -420.46           | -306.22 | -541.76          | -395.04 |
| $M_t^{\max}(\text{KN.m})$ | 289.79            | 211.33  | 345.86           | 252.19  |
| $T_{\max}(\text{KN})$     | 742.50            | 541.47  | 746.61           | 544.41  |

TableauVII.11 : Les efforts internes dans les nervures

### 4) Ferrailage de la nervure :

$b=55\text{cm}; h=100\text{cm}; d=95\text{cm}$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

| Sens | Zone   | $M_u$  | $\mu$ | Obs | $\beta$ | $A(\text{cm}^2)$ | Choix d'armature | $A_{\text{adopté}}$ |
|------|--------|--------|-------|-----|---------|------------------|------------------|---------------------|
| X-X  | Travée | 289.79 | 0.041 | SSA | 0.979   | 8.95             | 4HA14+4HA12      | 10.67               |
|      | Appui  | 420.46 | 0.059 | SSA | 0.969   | 13.12            | 4HA16+4HA14      | 14.19               |
| Y-Y  | Travée | 345.86 | 0.049 | SSA | 0.974   | 10.74            | 4HA14+4HA14      | 12.3                |
|      | Appui  | 541.76 | 0.076 | SSA | 0.960   | 17.06            | 4HA20+4HA14      | 18.71               |

Tableau VII.12 : Ferrailage des nervures à L'ELU

### 5) Vérification a l'ELU :

✓ **Condition de non fragilité :**

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 55 \times 95 \times \frac{2.1}{400} = 6.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 10.67 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.44 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$A_{\text{adopté}} = 14.19 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.44 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$A_{\text{adopté}} = 12.3 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.44 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

$$A_{\text{adopté}} = 18.71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.44 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} \leq \tau = \min \left( \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$T_{\max}=746.61\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{746.61 \cdot 10^3}{550.950} = 1.42\text{MPa}$$

$$\tau_u = 1.42\text{MPa} < \tau = 2.5\text{MPa} \rightarrow \text{CV}$$

✓ **Armatures transversales :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.6\text{mm}$$

Soit le diamètre des armatures transversales  $\phi = 8\text{ mm}$

- **En zone nodale:**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \left(\frac{100}{4}; 12 \times 2\right)$$

$$S_t \leq \min(25\text{cm}; 24\text{cm})$$

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

- **En zone courante:**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

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

✓ **Les armatures transversales minimales :**

$$A_{t\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 55 = 2.475\text{cm}^2$$

$$A_{t\min} = 2.475\text{cm}^2$$

## 6) Vérification a L'ELS :

✓ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} \leq \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

✓ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} < \sigma = 348\text{ MPa}$$

|     | Zone   | $A_s$ | $M_s$  | $\rho$ | $\beta$ | $K_1$ | $\sigma_{st}$ | $\sigma$ | $\sigma_b$ | $\sigma$ | Obsr |
|-----|--------|-------|--------|--------|---------|-------|---------------|----------|------------|----------|------|
| X-X | Appui  | 14.19 | 306.62 | 0.271  | 0.917   | 45.24 | 248.85        | 400      | 5.5        | 15       | CV   |
|     | Travée | 10.67 | 211.33 | 0.204  | 0.927   | 53.49 | 224.90        | 400      | 4.2        | 15       | CV   |
| Y-Y | Appui  | 12.3  | 395.04 | 0.235  | 0.922   | 49.10 | 366.67        | 400      | 4.63       | 15       | CV   |
|     | Travée | 18.71 | 252.19 | 0.358  | 0.908   | 39.35 | 156.25        | 400      | 3.97       | 15       | CV   |

TableauVII.13:VérificationàL'ELS

# **Chapitre VIII**

**Mur de soutènement**

### VIII.1. INTRODUCTION :

Un mur de soutènement, est constitué de deux parties essentielles : un fut et paroi résistante destinée à retenir les terres situées en arrière, et une semelle de fondation, dans laquelle s'encastre le fut, qui assure la stabilité de l'ouvrage. Son rôle est de retenir les massifs de terre, peut être fait de béton armé, de pierre sèche, de pierre de taille.

Dans notre cas nous avons un mur de soutènement en béton armé qui repose sur un radier à la base.

### VIII.2. PRE DIMENSIONNEMENT :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) pour un mur de soutènement est de 15 cm. On opte pour une épaisseur de 25 cm.

### VIII.3. METHODE DE CALCUL :

Le mur sera calculé comme un panneau vertical encastrée au niveau de la semelle et Encastrée aussi au niveau de base 2 (radier nervurer).

### VIII.4. LES CARACTERISTIQUES MECANQUES ET PHYSIQUES DU SOL :

Surcharge:  $q = 10 \text{ KN/m}^2$

Poids volumique du sol :  $\gamma_{\text{sol}} = 20 \text{ kN/m}^3$ .

Angle de frottement interne :  $\varphi = 21^\circ$ .

Cohésion :  $C = 0.61$

La contraint admissible de Sol :  $\sigma_{\text{sol}} = 2.5 \text{ bars}$ .

$\beta = 0$  : angle de la surface du remblai horizontal

$\lambda = 0$  : la paroi de mur est verticale.

$\delta = 0$  : obliquité nulle de la force de poussé

### VIII.5. LES CONTRAINTES S'EXERÇANT SUR LA FACE :

$\sigma_h$ : contrainte horizontale

$\sigma_v$ : contrainte verticale

On a:  $\sigma_h = K_0 \sigma_v$ ;  $\sigma_v = \gamma_h + q$

Avec :

$K_0$ : coefficient des poussées de terres au repos tel que :

$$K_0 = \frac{(1 - \sin \varphi)}{\cos \varphi}; \varphi: \text{l'angle de frottement interne}$$

$$K_0 = \frac{(1 - \sin \varphi)}{\cos \varphi} = 0.68$$

- à l'ELU:

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v = K_0 (1.35 \cdot \gamma \cdot h + 1.5 \cdot q)$$

$$\text{Pour, } h = 0 \rightarrow \sigma_{h1} = 0.68 (1.35 \times 20 \times 0 + 1.5 \times 10) = 10.2 \text{ KN.m}^2$$

$$\text{Pour, } h = 10.9 \rightarrow \sigma_{h2} = 0.68 (1.35 \times 20 \times 10.9 + 1.5 \times 10) = 210.32 \text{ KN.m}^2$$

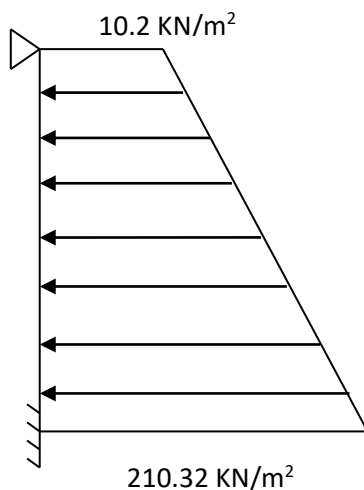
- à l'ELS:

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v = K_0 (\gamma \cdot h + q)$$

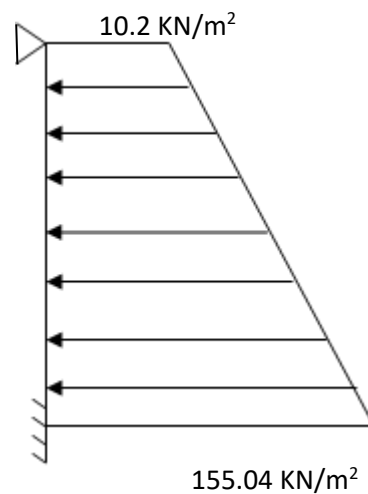
$$\text{Pour, } h = 0 \rightarrow \sigma_{h1} = 0.68 (20 \times 0 + 10) = 6.8 \text{ KN.m}^2$$

$$\text{Pour, } h = 10.9 \rightarrow \sigma_{h2} = 0.68 (20 \times 10.9 + 10) = 155.04 \text{ KN.m}^2$$

- Diagrammes des contraintes :



ELU



ELS

- La charge moyenne :

$$q_u = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} = \frac{3 \times 210.32 + 10.2}{4} = 160.29 \text{ KN.ml}$$

$$q_s = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} = \frac{3 \times 155.04 + 6.8}{4} = 117.98 \text{ KN.ml}$$

- Identification des panneaux:

$$L_x = 3.80 \text{ m}$$

$$L_y = 4.50 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.8}{4.5} = 0.84 \rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

- ELU :

$$\rho = 0.84 \text{ et } v = 0$$

$$\mu_x = 0.052$$

$$\mu_y = 0.667$$

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastés sur 04 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive encasté à ses deux extrémités.

Pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

-Moment en travée : **0.85**

-Moment d'encastrement sur les grandes cotés :

**0.3** : Appuis de rive

**0.5** : Autre appuis

#### a. Calcul des moments :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.052 \times 160.29 \times 3.8^2 = 120.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.667 \times 120.35 = 80.27 \text{ KN.m}$$

#### b. Les moments à l'ELU :

- **Sens X-X :**

Aux appuis : 0.3  $M_{0x} = 0.3 \times 120.35 = 36.10 \text{ KN.m}$

En travée : 0.85  $M_{0x} = 0.85 \times 120.35 = 102.29 \text{ KN.m}$

- **Sens Y-Y :**

Aux appuis : 0.3  $M_{0y} = 0.3 \times 80.27 = 24.08 \text{ KN.m}$

En travée : 0.85  $M_{0y} = 0.85 \times 80.27 = 68.22 \text{ KN.m}$

#### c. Calcul des moments à l'ELS :

$$\rho = 0.84 \text{ et } v = 0$$

$$\mu_x = 0.0589$$

$$\mu_y = 0.764$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.0589 \times 117.98 \times 3.8^2 = 100.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.764 \times 100.34 = 76.66 \text{ KN.m}$$

- **Sens X-X :**

Aux appuis : 0.3  $M_{0x} = 0.3 \times 100.34 = 30.10 \text{ KN.m}$

En travée : 0.85  $M_{0x} = 0.85 \times 100.34 = 85.28 \text{ KN.m}$

- **Sens Y-Y :**

Aux appuis : 0.3  $M_{0y} = 0.3 \times 76.66 = 22.99 \text{ KN.m}$

En travée : 0.85  $M_{0y} = 0.85 \times 76.66 = 65.16 \text{ KN.m}$

## VIII.6. Ferrailage du mur :

### 1. Armatures longitudinales :

Le calcul se fait en flexion simple, pour une bande de 1 m

$b = 1 \text{ m}$ ,  $e_p = 25 \text{ cm}$ ,  $d = 22.5 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}; A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}; A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

| Sens | Zone   | $M_u$  | M     | $\mu_l$ | Section | $\beta$ | $A_{cal}$<br>cm <sup>2</sup> | $A_{\min}$<br>cm <sup>2</sup> | ferrailage | $A_{adop}$<br>cm <sup>2</sup> | $S_t$ |
|------|--------|--------|-------|---------|---------|---------|------------------------------|-------------------------------|------------|-------------------------------|-------|
| X-X  | Appui  | 36.10  | 0.05  | 0.392   | SSA     | 0.974   | 4.73                         | 2.71                          | 8HA16      | 16.09                         | 12    |
|      | Travée | 102.29 | 0.142 | 0.392   | SSA     | 0.923   | 14.15                        | 2.71                          | 8HA16      | 16.09                         | 12    |
| Y-Y  | Appui  | 24.08  | 0.033 | 0.392   | SSA     | 0.983   | 3.12                         | 2.71                          | 8HA16      | 16.09                         | 12    |
|      | Travée | 68.22  | 0.094 | 0.392   | SSA     | 0.951   | 9.16                         | 2.71                          | 8HA16      | 16.09                         | 12    |

Tableau VIII.1. ferrailage mur de soutènement

### 2. Armatures transversales :

$$A_{st}^t = \frac{A_s}{4} = \frac{16.09}{4} = 4.02 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit, } 4\text{HA}12 \text{ cm}^2$$

Avec  $s_t = 25 \text{ cm}$

## VIII.7. Vérification à l'ELU :

### a. Espacement des armatures :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min(3h; 33) \text{ cm} \rightarrow S_t = 12 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$$

### b. Condition de non fragilité :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 22.5 \times \frac{2.1}{400} = 2.71 \text{ cm}^2$$

$$8\text{HA}16 = 16.09 \text{ cm}^2 > 2.71 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

**c. Longueur de scellement :**

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_S = \frac{\theta f_e}{4\tau} ; \tau = 0.6\Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } \theta = 1.6 = L_S = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } L_S = 60 \text{ cm}$$

**VIII.8.Vérification à l'ELS :****Etat limite d'ouverture des fissures :**

Notre mur peut être en contact direct avec de l'eau, dans notre cas on considère les fissurations comme préjudiciable.

$$\sigma = \min \left( \frac{2f_e}{3} ; \max (0.5f_e ; 110\sqrt{\eta ft_j}) \right)$$

$$\sigma = \min \left( \frac{2 \times 400}{3} ; \max (0.5 \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}) \right)$$

$$\sigma = \min (266.67 ; \max (200 ; 201.63)) \text{ MPa}$$

$$\sigma = 201.63 \text{ MPa}$$

**Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_s} \leq \sigma = 348 \text{ MPa}; \text{ et } \rho = \frac{100 A_{st}}{bd}$$

$$\sigma_{badm} = 0.6 f_{c28}$$

| M <sub>Smax</sub> | A <sub>Sadop</sub> | ρ    | K     | B     | σ <sub>s</sub> | σ <sub>adm</sub> | σ <sub>b</sub> | σ <sub>adm</sub> | Obs |
|-------------------|--------------------|------|-------|-------|----------------|------------------|----------------|------------------|-----|
| 85.28             | 16.09              | 0.71 | 25.65 | 0.877 | 268.60         | 348              | 16.47          | 15               | CV  |

**Tableau VIII.2.verivication des contraintes**

**Contrainte tangentielle:**

$$\tau = \frac{V_{max}}{bd} \leq \tau_{adm} = 2.5 \text{ MPa}$$

On a:

$$V_x = q_s \cdot L_x = 117.98 \times 3.8 = 448.32 \text{ KN}$$

$$V_y = q_s \cdot L_y = 117.98 \times 4.4 = 530.91 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_{\max}}{bd} = \frac{530.91 \times 10^3}{1000 \times 225} = 2.35 \text{ MPa} \leq \tau_{\text{adm}} = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### Etat limite de déformation :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de la flèche

Avec :

h: hauteur totale (20 cm)

L: Portée entre nus d'appuis

$M_t$ : Moment max en travée

$M_0$ : Moment isostatique max de la travée

$A_s$ : Section des armatures

b: Largeur de la section

d: Hauteur utile de la section droite

$$M_t = 85.28 \text{ KN.m}; \quad q_s = 117.98 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_s Lx^2}{8} = \frac{117.98 \times 3.8^2}{8} = 212.95 \text{ KN.m}$$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{25}{100} = 2.5 < \frac{1}{16} = 0.06 \rightarrow \text{CV}$
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{16.09}{100 \times 22.5} = 0.0071 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \text{CV}$
- $\frac{h}{L} > \frac{M_s}{10M_0} \rightarrow \frac{25}{100} = 2.5 > \frac{85.28}{2129.5} = 0.04 \rightarrow \text{CV}$

### Influence de l'effort tranchant sur béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{0.9bd} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa}$$

Sens X-X :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{0.9bd} = \frac{2 \times 448.32 \times 10^3}{0.9 \times 1000 \times 225} = 4.42 \text{ MPa} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

Sens Y-Y :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{0.9bd} = \frac{2 \times 530.91 \times 10^3}{0.9 \times 1000 \times 225} = 5.24 \text{ MPa} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

### Recommandations du RPA :

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.

- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,20%B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A \geq 0.002.b.h = 0,002 \times 100 \times 25 = 5 \text{ cm}^2.$$

# CONCLUSION GENERALE

L'étude de ce projet nous a permis de mettre un premier pas dans la vie professionnelle, il nous a permis aussi d'avoir un regard sur les méthodes de travail, et les procédures qui suit un ingénieur en Génie Civil dans la vie réelle.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à se documenter, à chercher et à se poser des questions ce qui a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en Génie Civil.

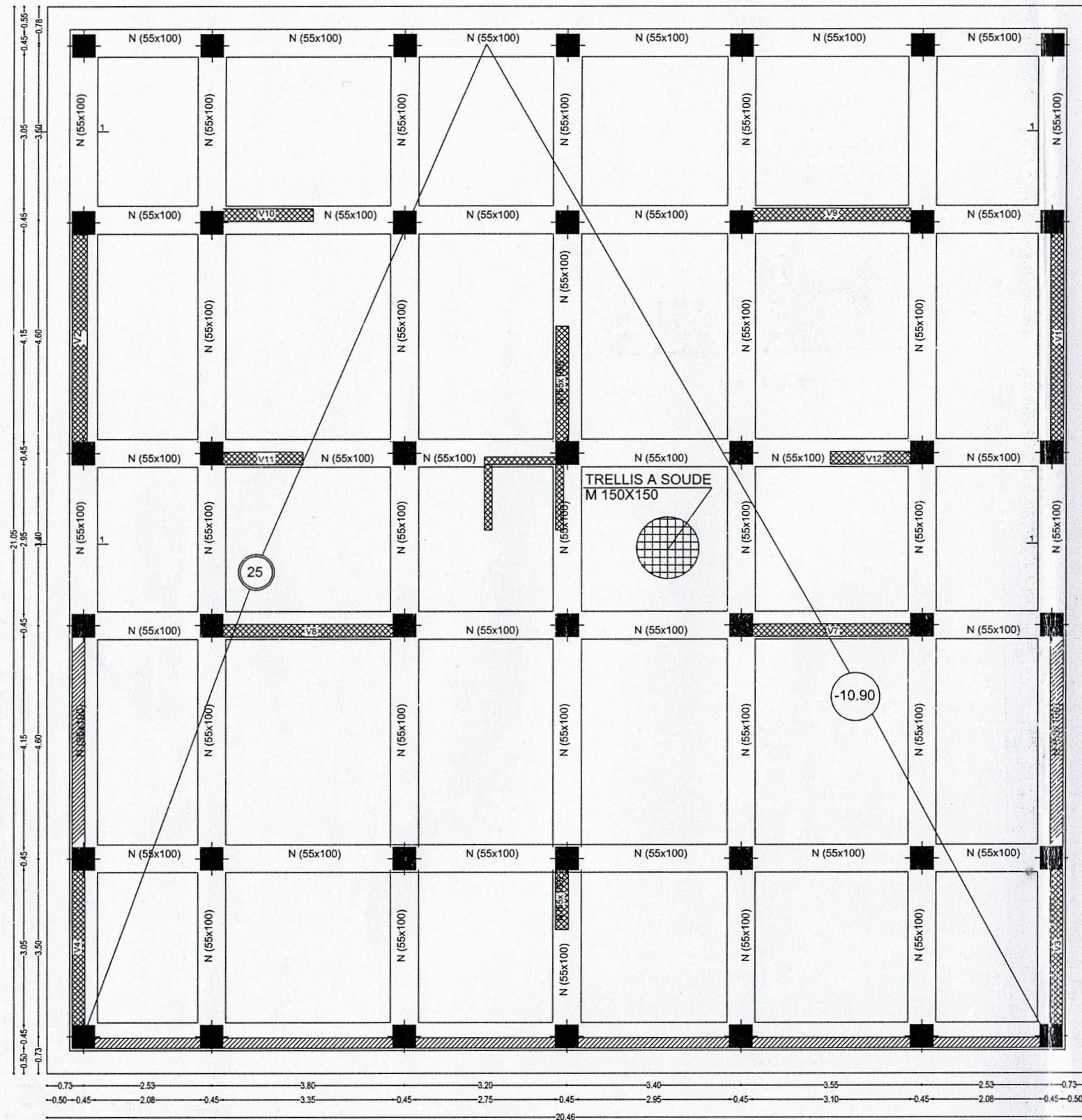
Ce dernier nous a permis aussi de connaitre les différents systèmes de contreventement et les joindre aux genres de constructions qui lui sont adéquat, et les précautions à prendre pour éviter l'effondrement immédiat de la construction chose qui est déduit du RPA99 version 2003.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du génie civil sur tous les niveaux en particulier dans le domaine d'informatique (logiciel du calcul), comme exemple nous citerons **ETABS** que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet.

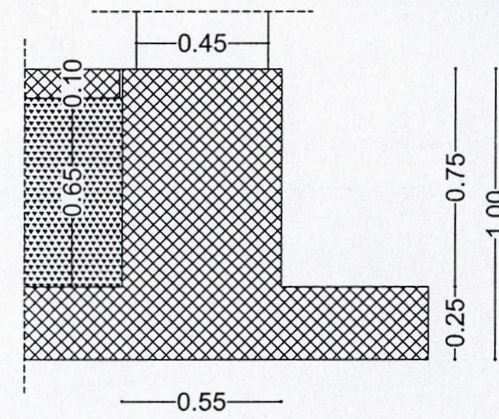
Enfin, nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans la vie professionnelle, et il sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

# **Plans d'exécution**

# Coffrage Radier niv -10.90



# Coupe 1-1



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Wilaya de Tizi-ouzou  
Daira de Mekla  
Commune de Mekla

Projet: réalisation d'un immeuble en R+6+3s/sol avec comble a usage commercial et habitation

Maître de l'ouvrage:  
OPGI

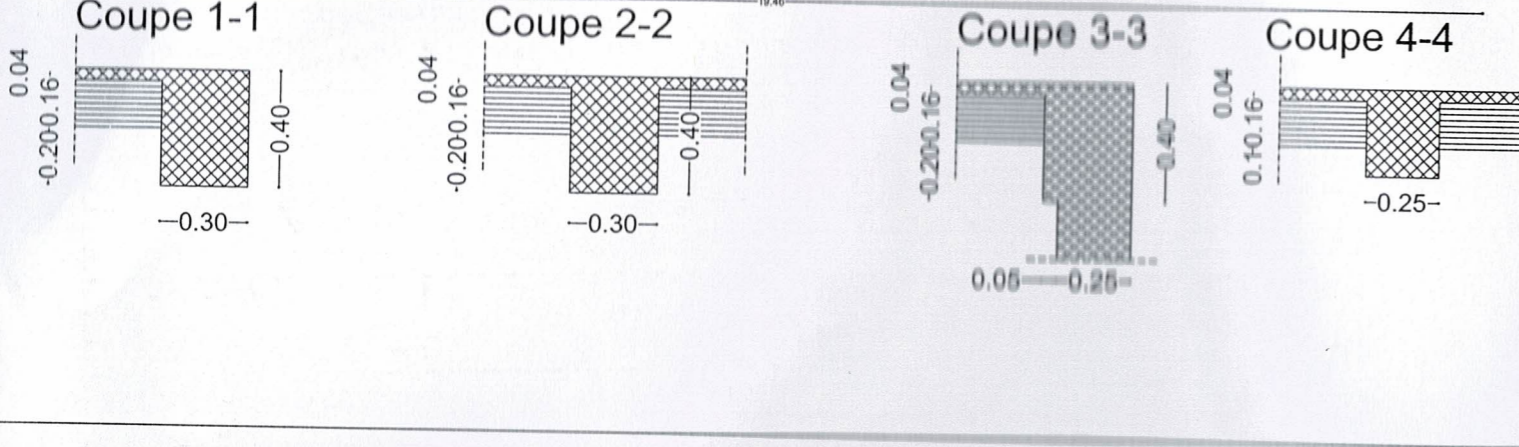
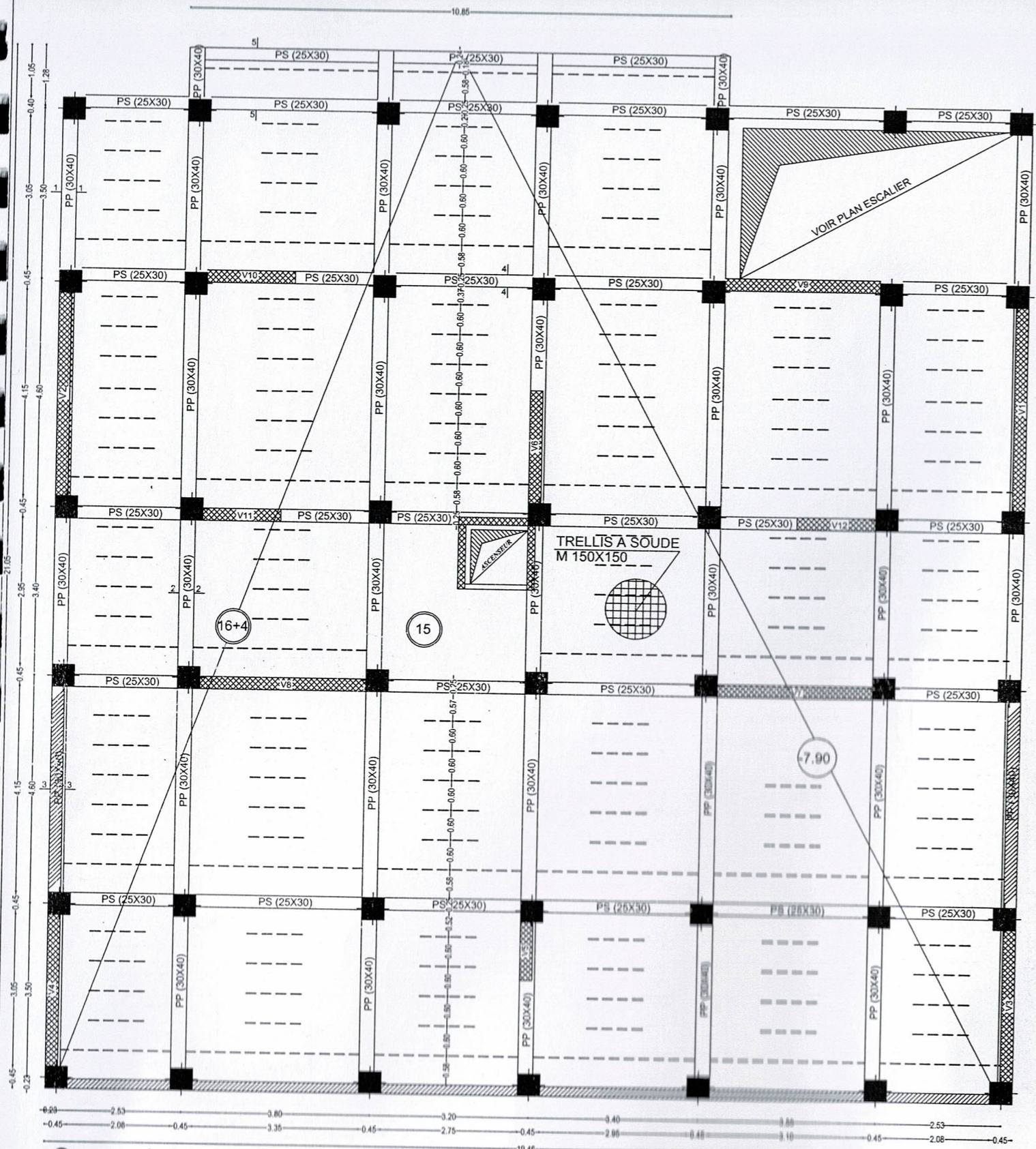
Plan COFFRAGE FONDATION

Date: 26/11/2022

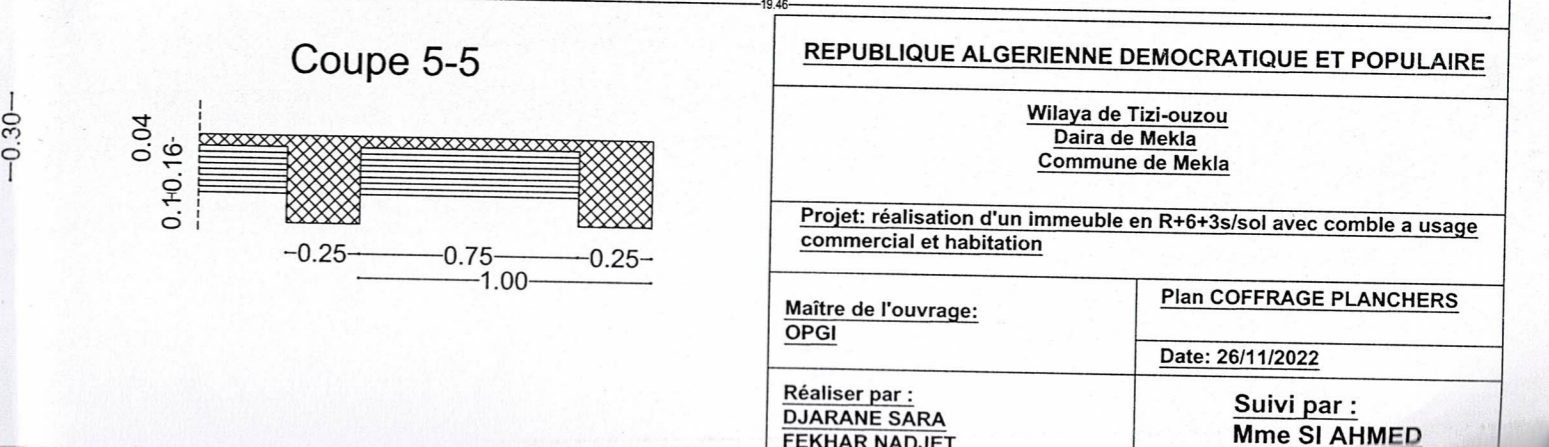
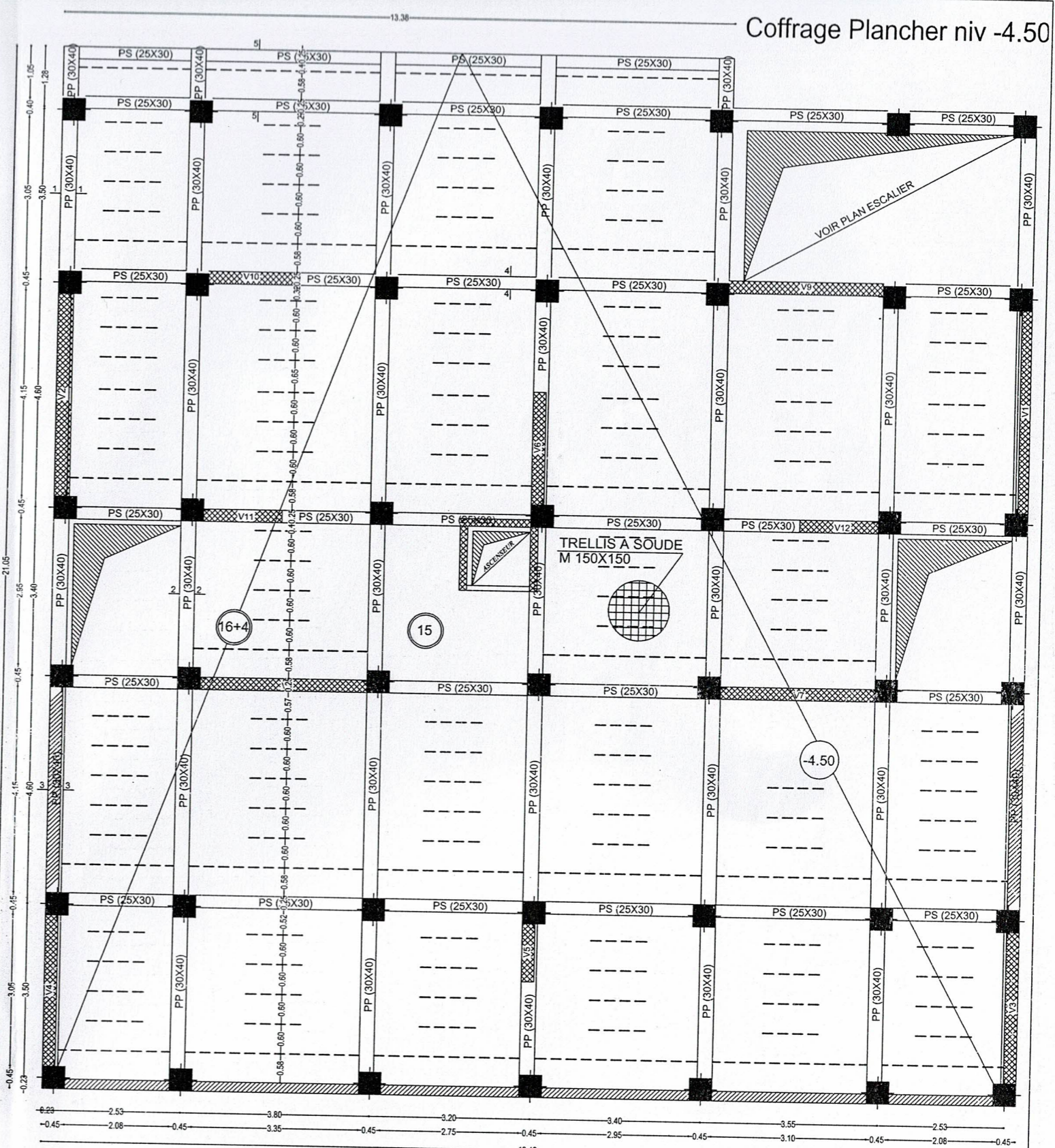
Réaliser par :  
DJARANE SARA  
FEKHAR NADJET

Suivi par :  
Mme SI AHMED

Coffrage Plancher niv -7.90

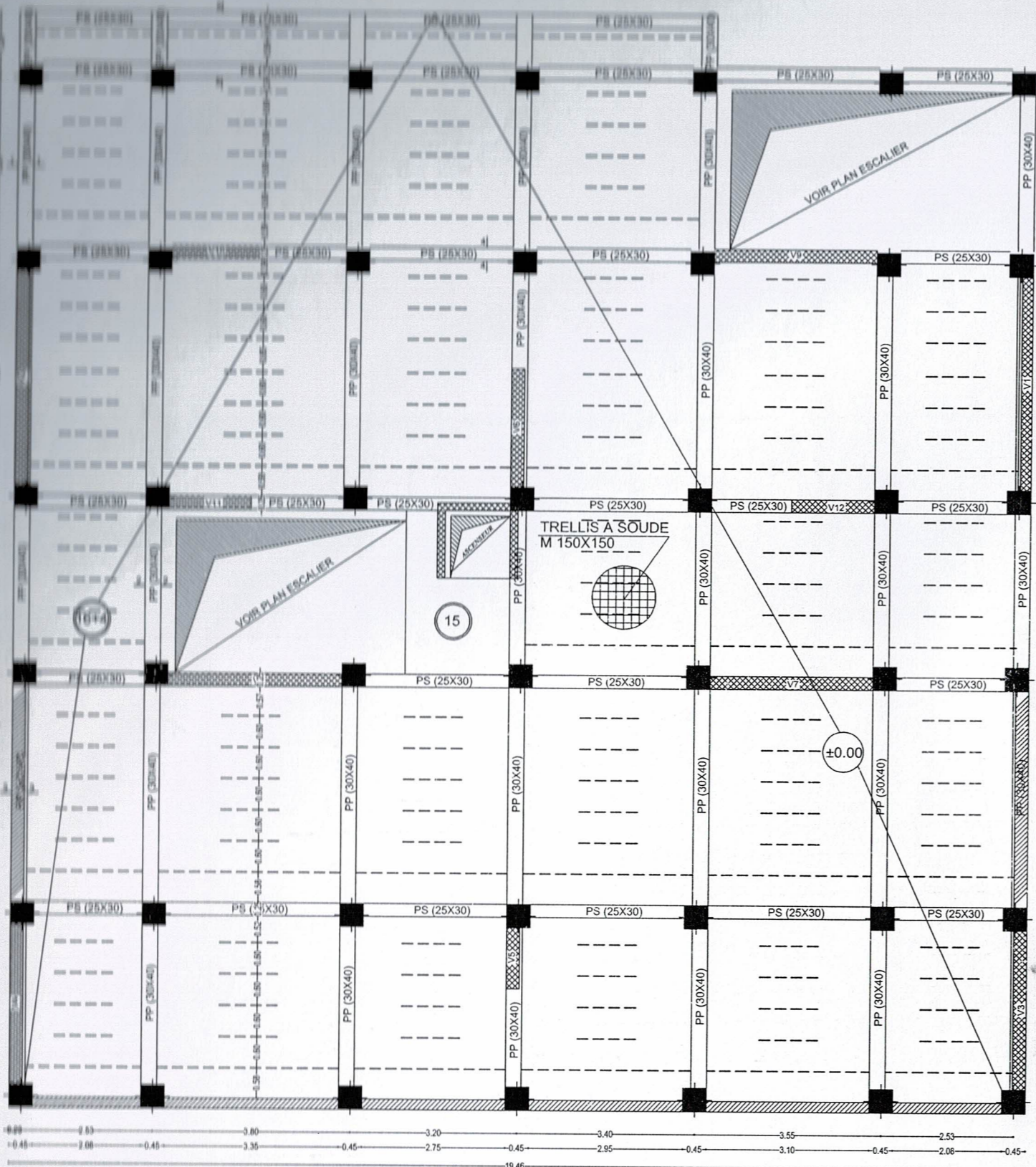


Coffrage Plancher niv -4.50

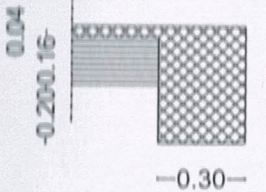


|  |                             |
|--|-----------------------------|
| <b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b><br><br>Wilaya de Tizi-ouzou<br>Daira de Mekla<br>Commune de Mekla |                             |
| Projet: réalisation d'un immeuble en R+6+3s/sol avec comble a usage commercial et habitation                             |                             |
| Maître de l'ouvrage:<br>OPGI   | Plan COFFRAGE PLANCHERS     |
|  | Date: 26/11/2022            |
| Réaliser par :<br>DJARANE SARA<br>FEKHAR NADJET  | Suivi par :<br>Mme SI AHMED |

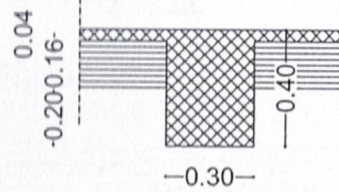
Coffrage Plancher niv ±0.00



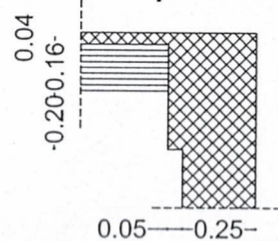
Coupe 1-1



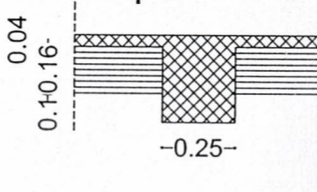
Coupe 2-2



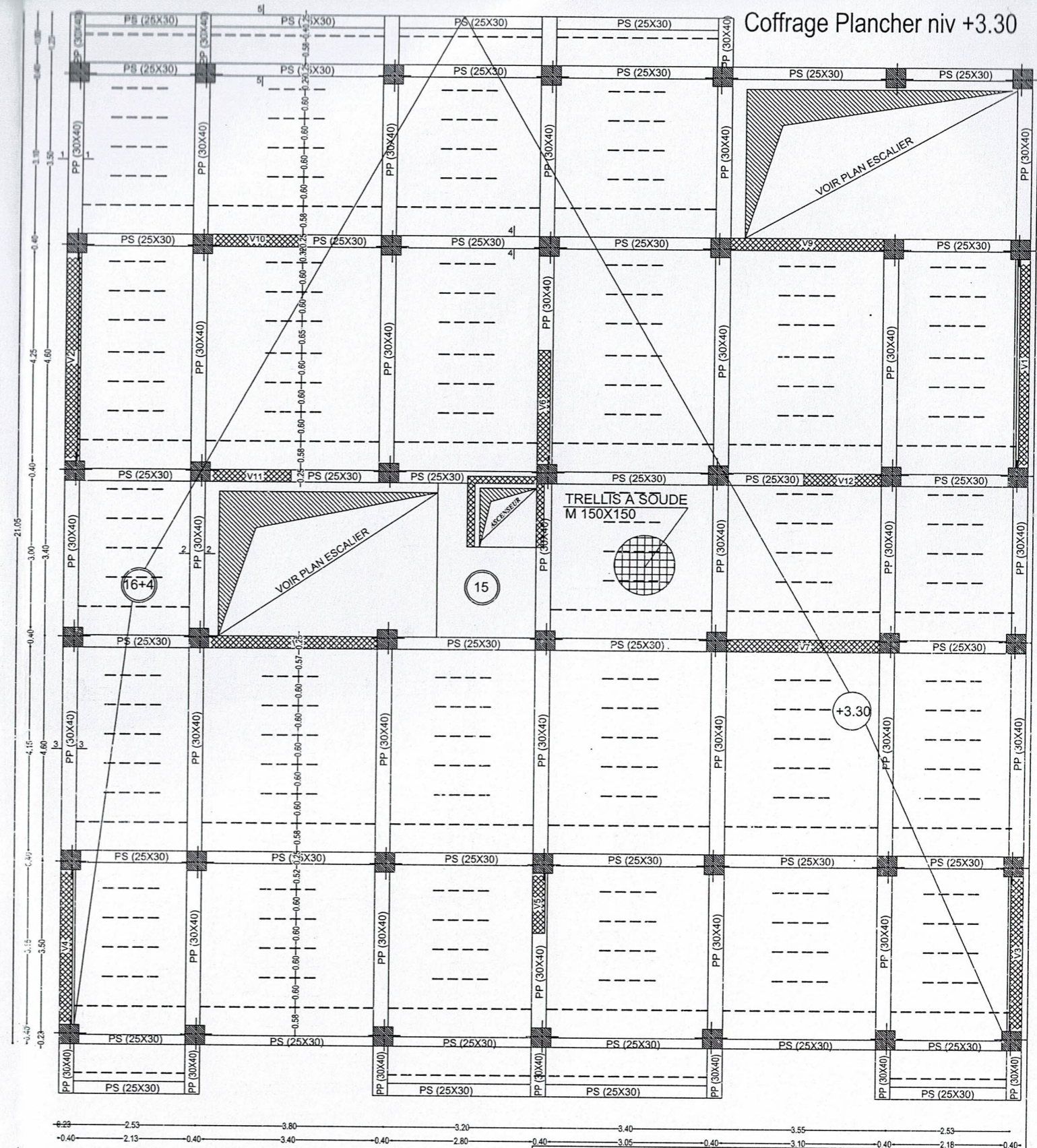
Coupe 3-3



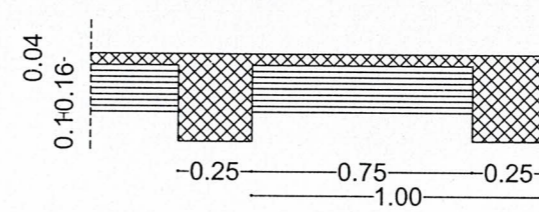
Coupe 4-4



Coffrage Plancher niv +3.30



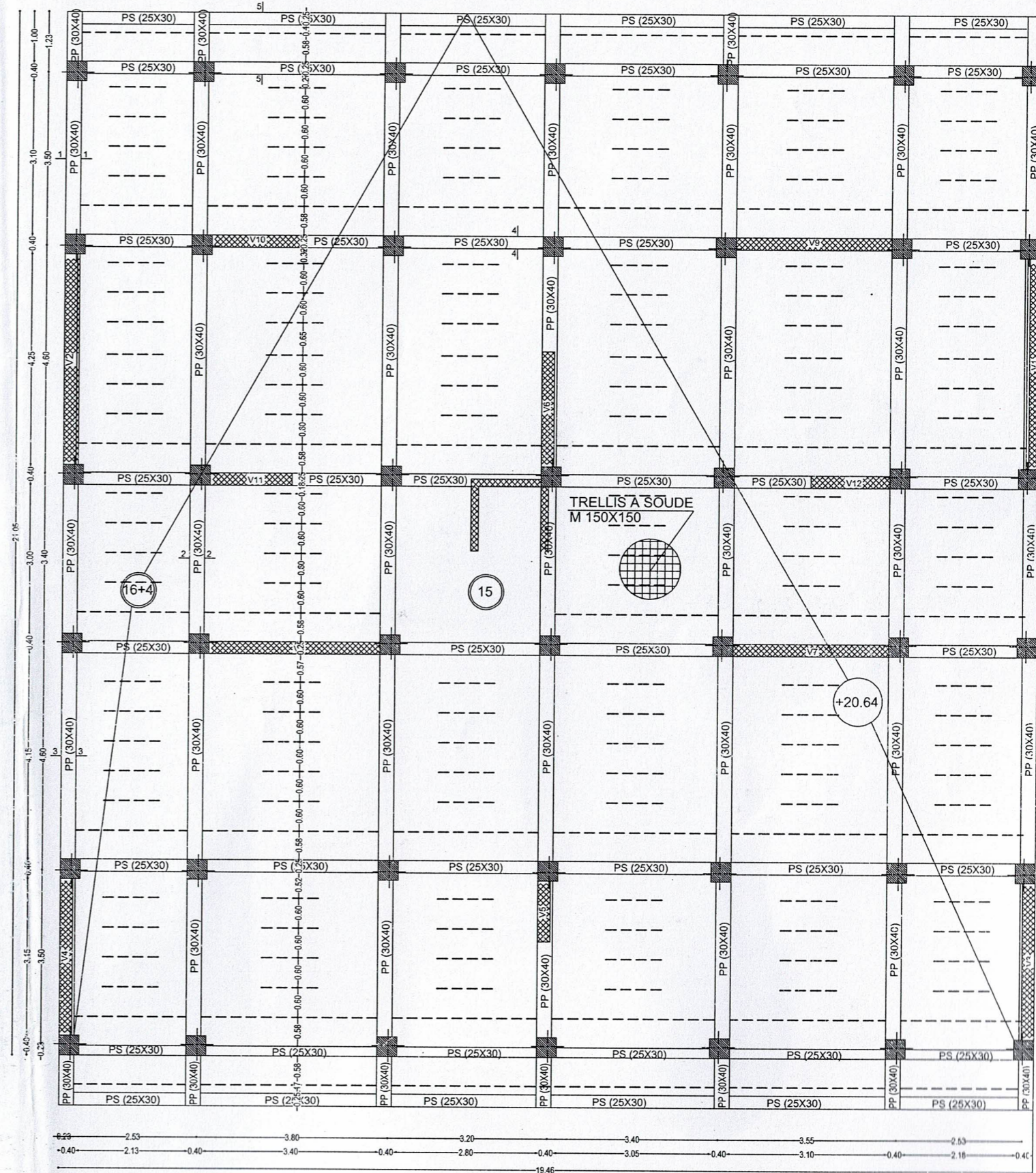
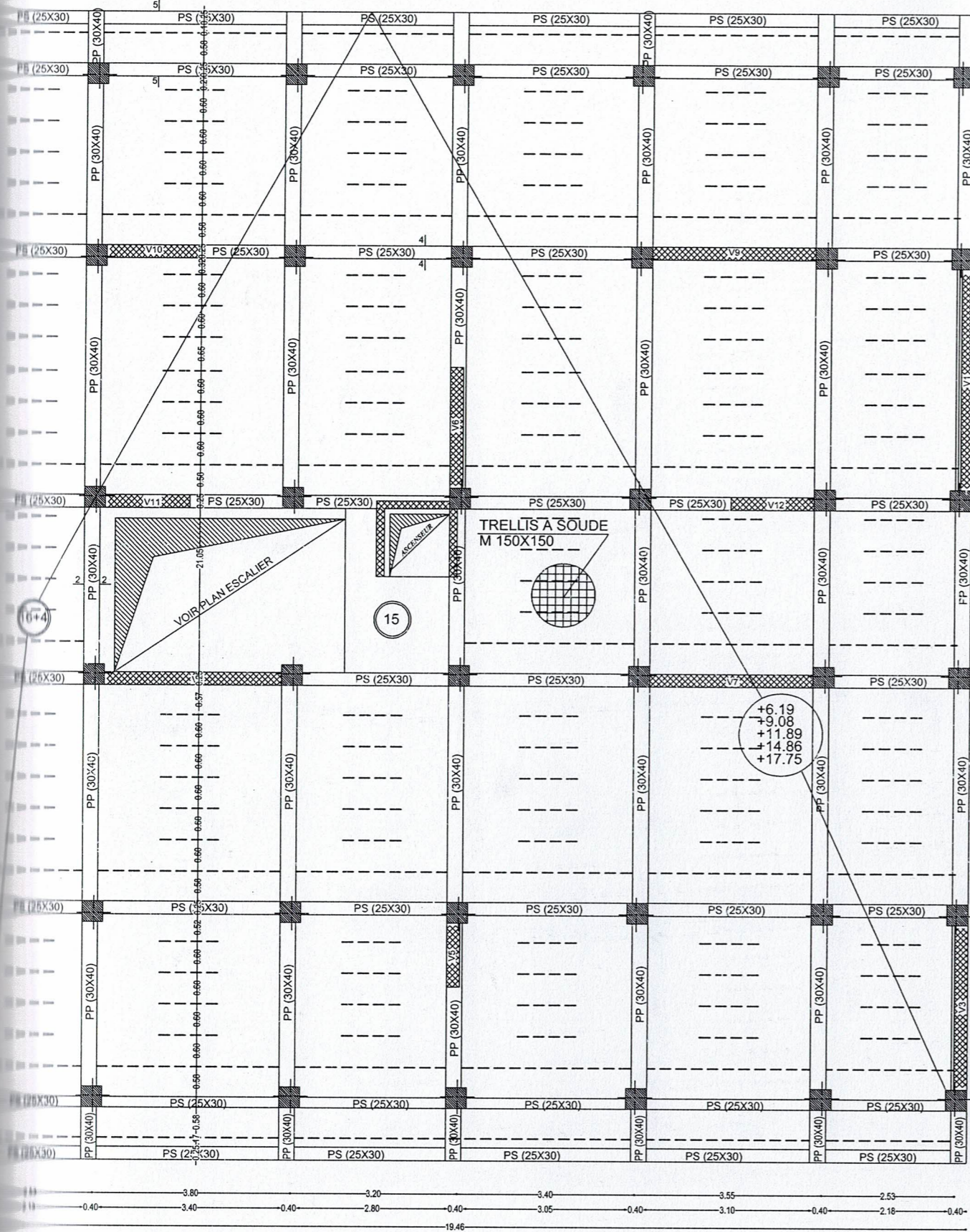
Coupe 5-5



|  |                             |
|--|-----------------------------|
| <b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>                                       |                             |
| Wilaya de Tizi-ouzou<br>Daira de Mekla<br>Commune de Mekla                                   |                             |
| Projet: réalisation d'un immeuble en R+6+3s/sol avec comble a usage commercial et habitation |                             |
| Maître de l'ouvrage:<br>OPGI   | Plan COFFRAGE PLANCHER      |
|  | Date: 26/11/2022            |
| Réaliser par :<br>DJARANE SARA<br>FEKHAR NADJET  | Suivi par :<br>Mme SI AHMED |

Plancher niv +6.19,+9.08,+11.89,+14.86,+17.75

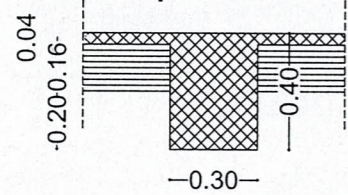
Coffrage Plancher niv +20.64



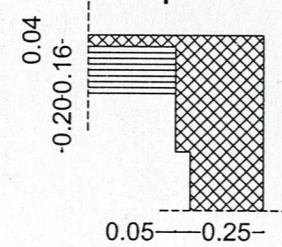
Coupe 1-1



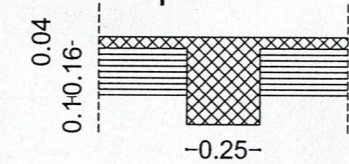
Coupe 2-2



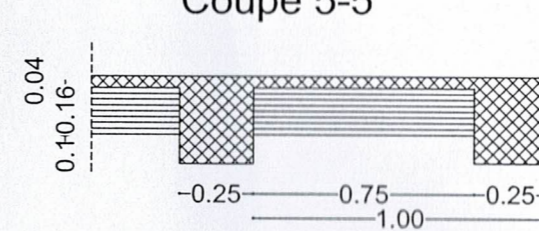
Coupe 3-3



Coupe 4-4

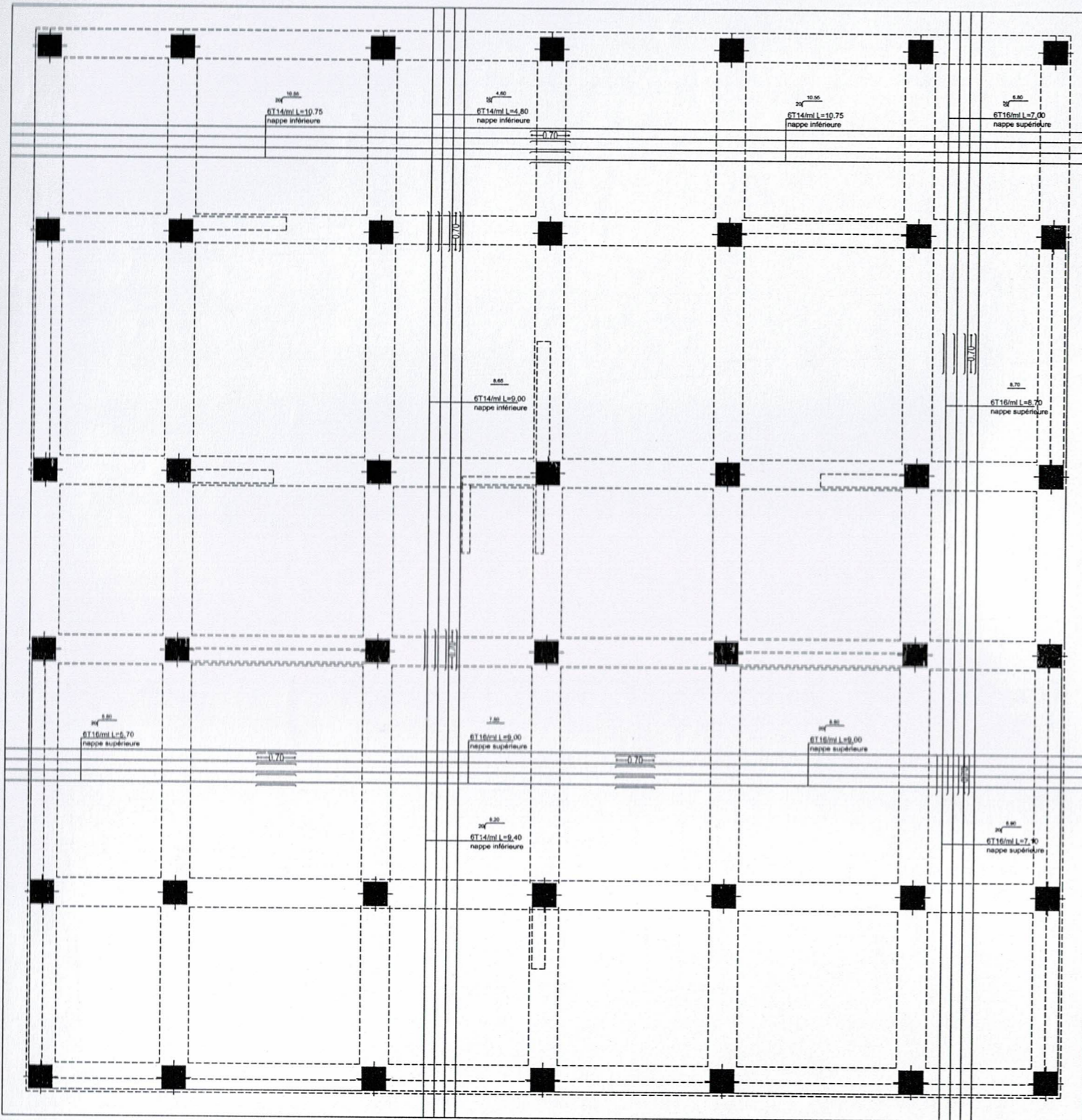


Coupe 5-5



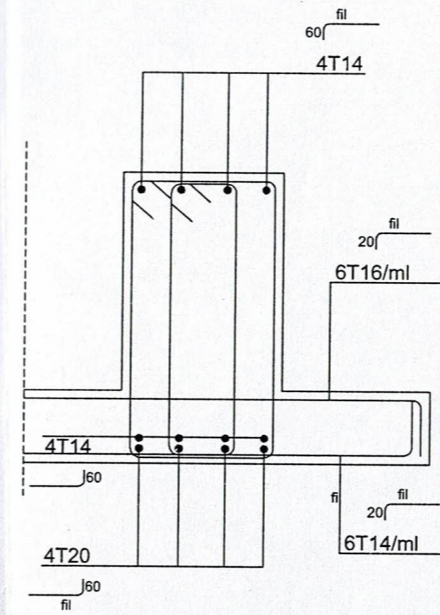
|  |                                   |
|--|-----------------------------------|
| <b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b><br><br>Wilaya de Tizi-ouzou<br>Daira de Mekla<br>Commune de Mekla |                                   |
| Projet: réalisation d'un immeuble en R+6+3s/sol avec comble a usage commercial et habitation                             |                                   |
| Maître de l'ouvrage:<br><b>OPGI</b>  | Plan COFFRAGE PLANCHER            |
| Réaliser par:<br><b>DJARANE SARA<br/>                 FEKHAR NADJET</b>  | Date: 26/11/2022                  |
|  | Suivi par:<br><b>Mme SI AHMED</b> |

### ferrailage radier

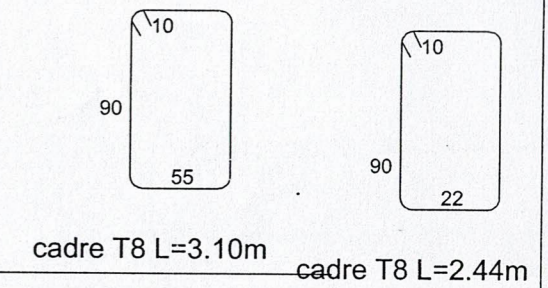
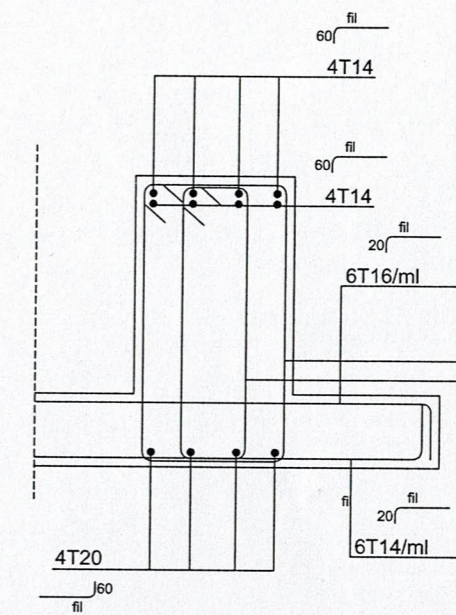


### Ferrailage nervure sens y

#### appuis

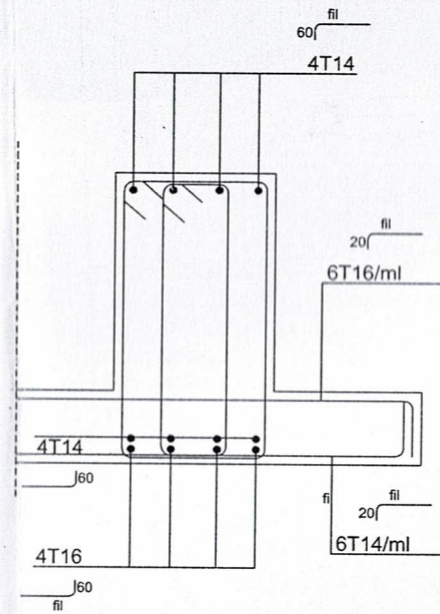


#### travée

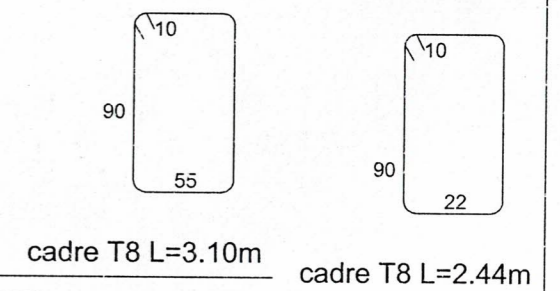
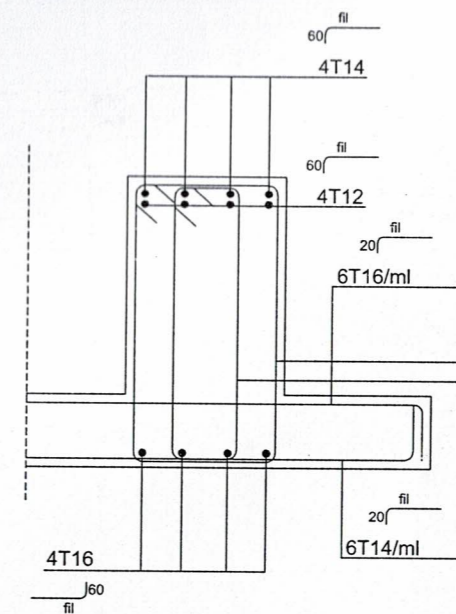


### Ferrailage nervure sens x

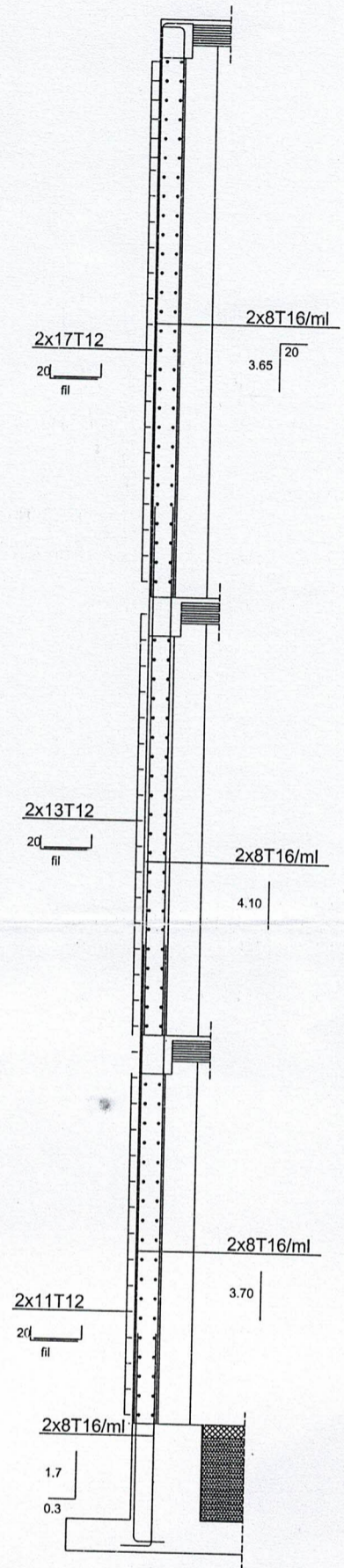
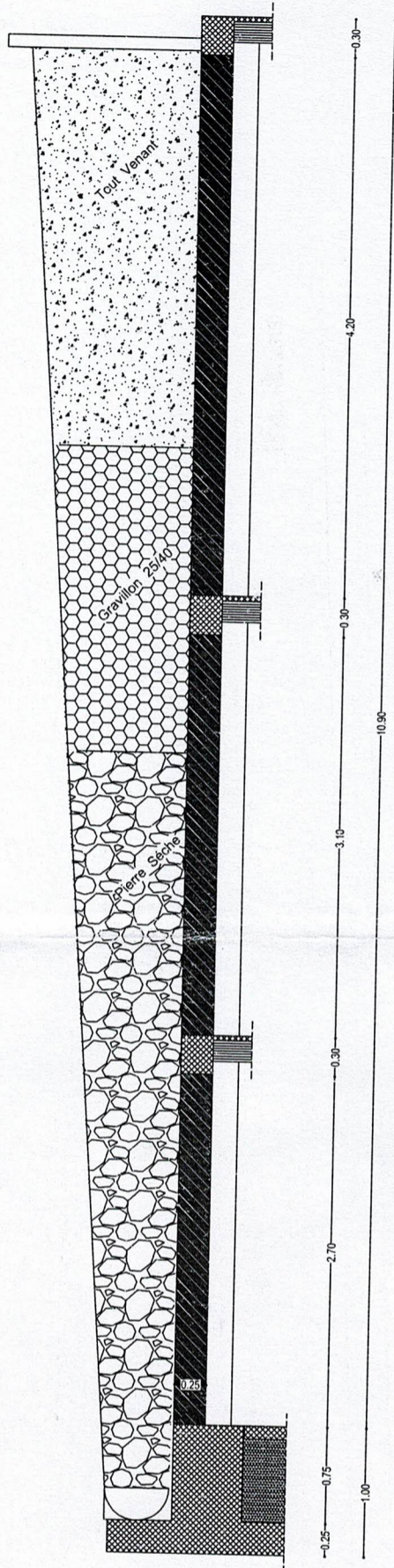
#### appuis



#### travée

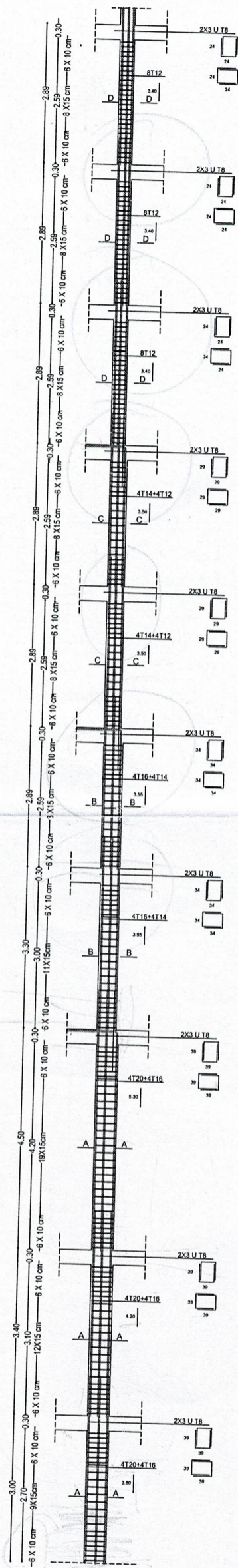


|  |  |
|--|--|
| <b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>                                       |  |
| Wilaya de Tizi-ouzou<br>Daira de Mekla<br>Commune de Mekla                                   |  |
| Projet: réalisation d'un immeuble en R+6+3s/sol avec comble a usage commercial et habitation |  |
| Maître de l'ouvrage:<br>OPGI   | Plan FERRAILAGE FONDATIONS<br>Date: 26/11/2022 |
| Réaliser par :<br>DJARANE SARA<br>FEKHAR NADJET  | Suivi par :<br>Mme SI AHMED                    |

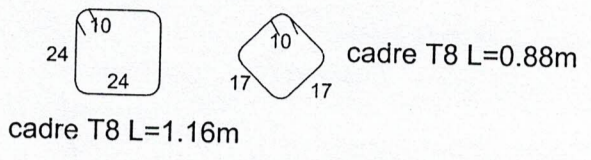
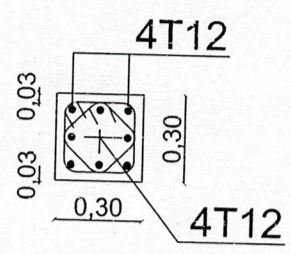


|  |   |
|--|---|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  |   |
| Wilaya de Tizi-ouzou<br>Daira de Mekla<br>Commune de Mekla                                   |   |
| Projet: réalisation d'un immeuble en R+6+3s/sol avec comble a usage commercial et habitation |   |
| Maitre de l'ouvrage:<br>OPGi   | Plan COFFRAGE FERRAILLAGE<br>MUR DE SOUTENEMENT |
|  | Date: 26/11/2022                                |
| Réaliser par :<br>DJARANE SARA<br>FEKHAR NADJET  | Suivi par :<br>Mme SI AHMED                     |

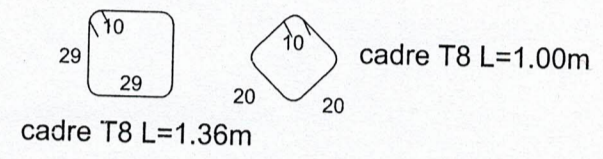
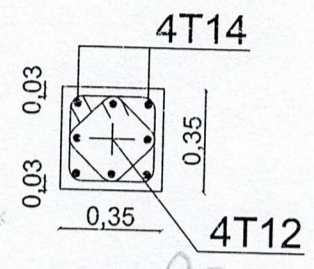
40 x Ø



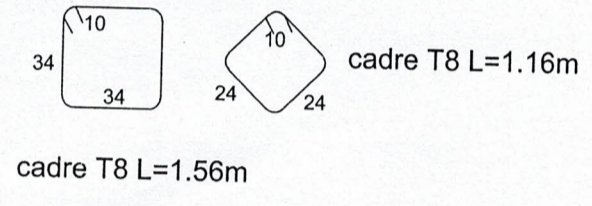
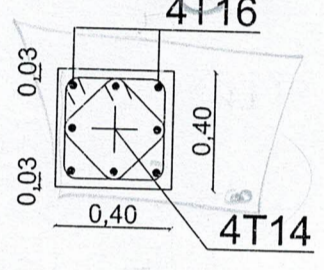
Coupe D-D



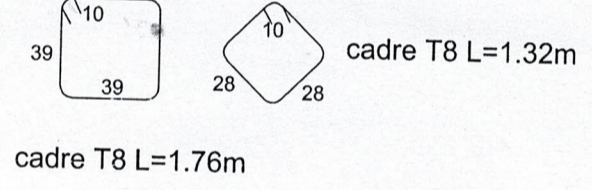
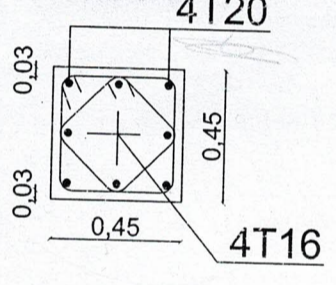
Coupe C-C



Coupe A-A

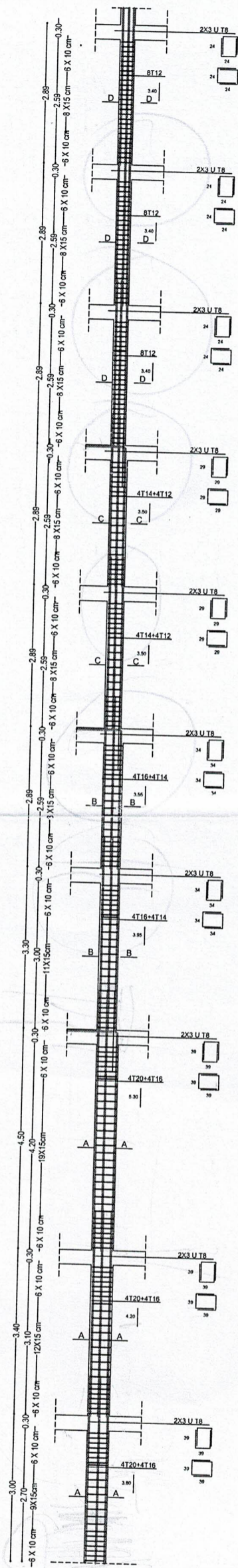


Coupe A-A

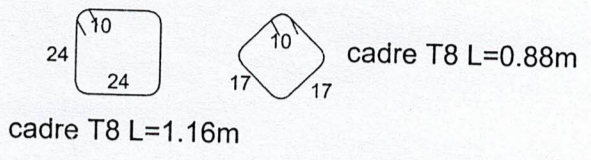
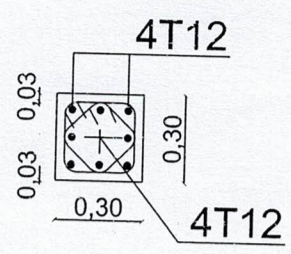


|  |                             |
|--|-----------------------------|
| <b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>                                       |                             |
| Wilaya de Tizi-ouzou<br>Daïra de Mekla<br>Commune de Mekla                                   |                             |
| Projet: réalisation d'un immeuble en R+6+3s/sol avec comble a usage commercial et habitation |                             |
| Maitre de l'ouvrage:<br>OPGI   | Plan FERRAILLAGE POTEAUX    |
|  | Date: 26/11/2022            |
| Réaliser par :<br>DJARANE SARA<br>FEKHAR NADJET  | Suivi par :<br>Mme SI AHMED |

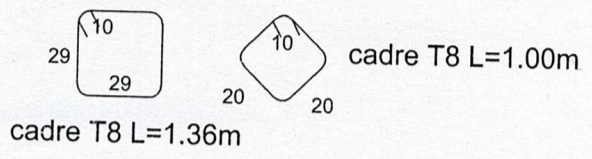
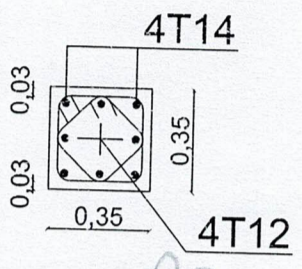
40 x Ø



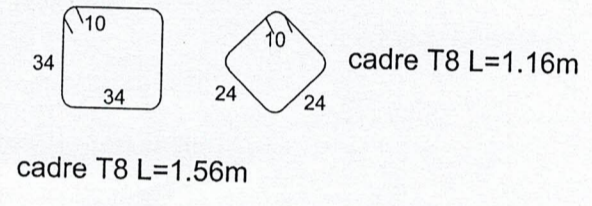
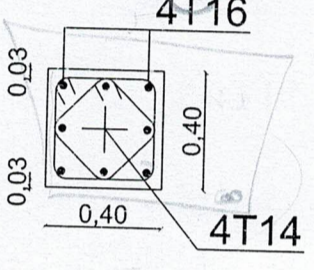
Coupe D-D



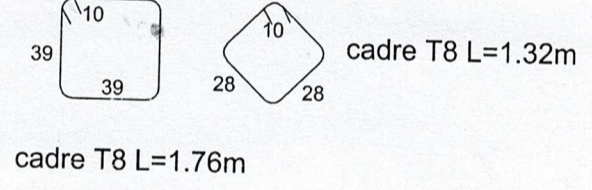
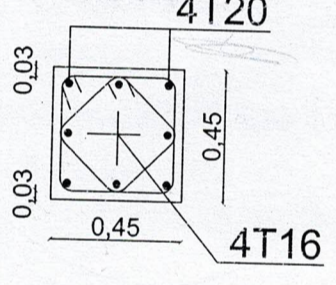
Coupe C-C



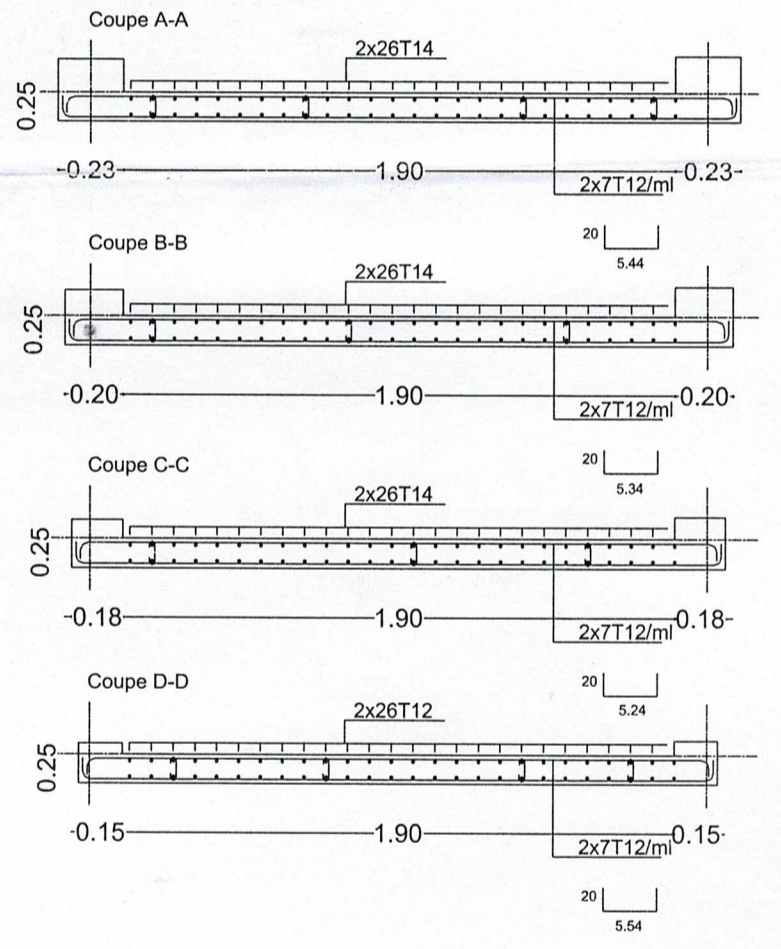
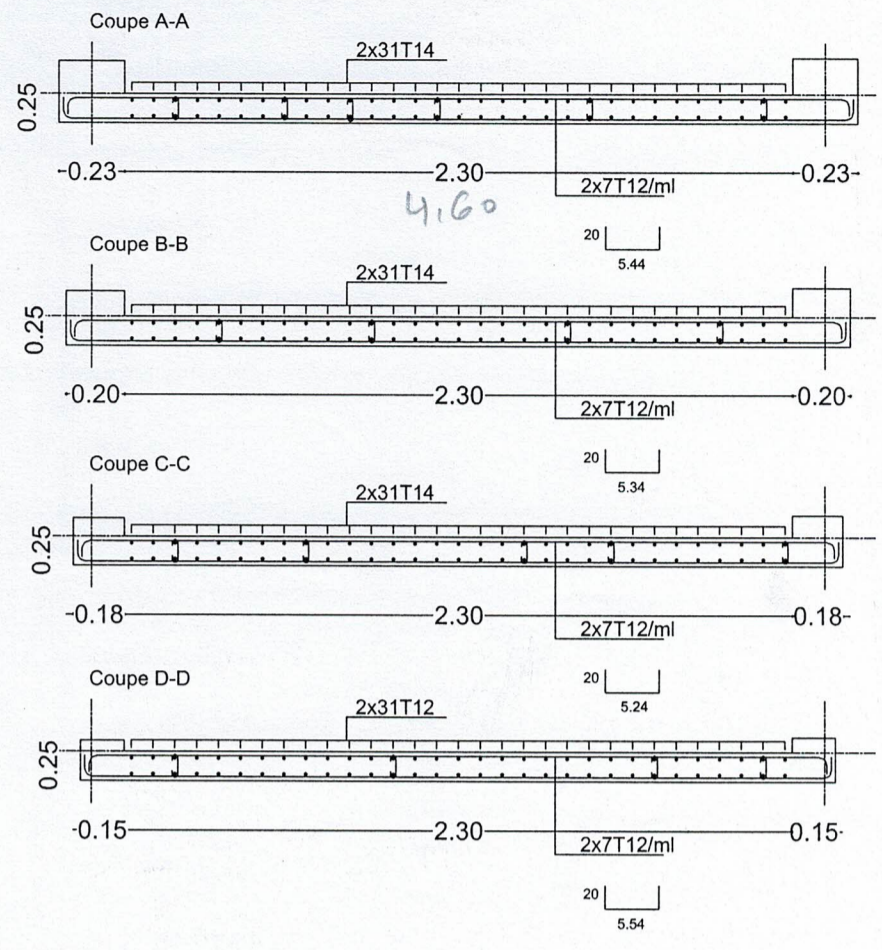
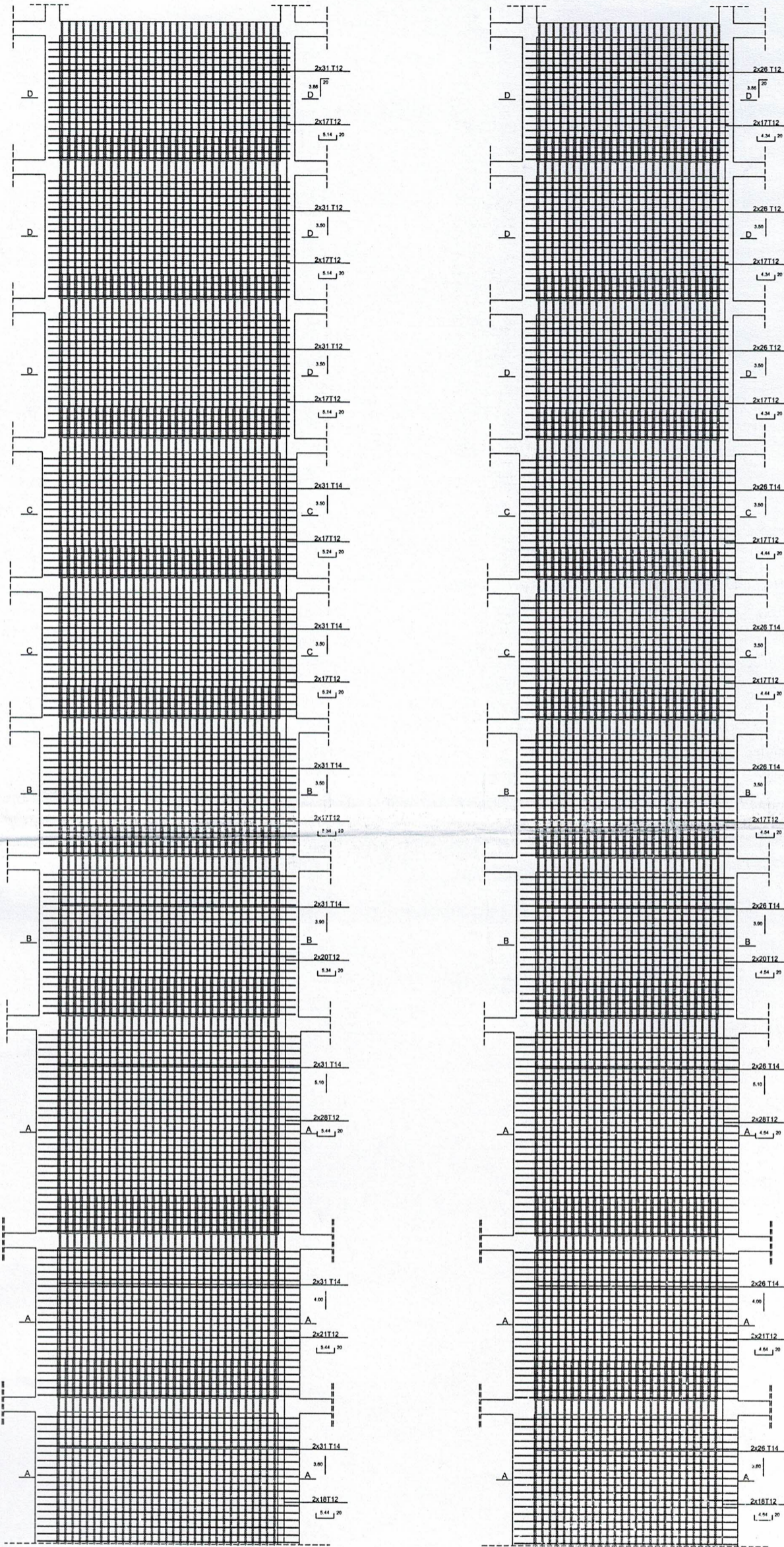
Coupe A-A



Coupe A-A

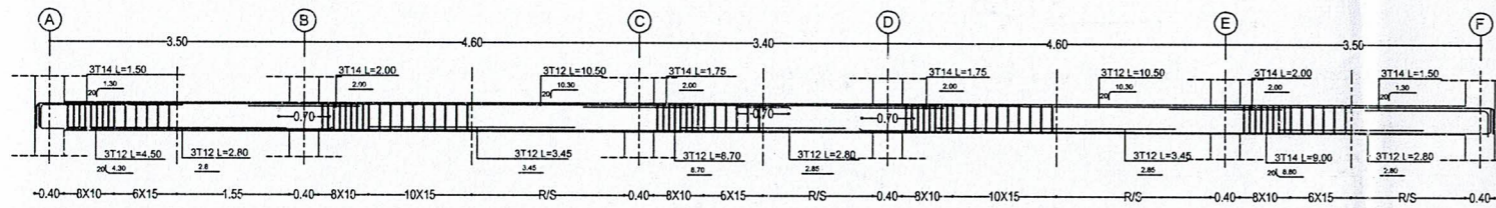


|  |                             |
|--|-----------------------------|
| <b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>                                       |                             |
| Wilaya de Tizi-ouzou<br>Daïra de Mekla<br>Commune de Mekla                                   |                             |
| Projet: réalisation d'un immeuble en R+6+3s/sol avec comble a usage commercial et habitation |                             |
| Maître de l'ouvrage:<br>OPGI   | Plan FERRAILLAGE POTEAUX    |
|  | Date: 26/11/2022            |
| Réaliser par :<br>DJARANE SARA<br>FEKHAR NADJET  | Suivi par :<br>Mme SI AHMED |

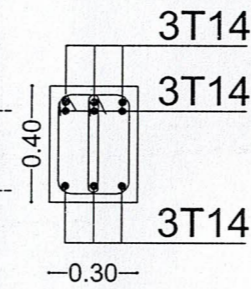


|  |                             |
|--|-----------------------------|
| <b>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</b>                                       |                             |
| Wilaya de Tizi-ouzou<br>Daira de Mekla<br>Commune de Mekla                                   |                             |
| Projet: réalisation d'un immeuble en R+6+3s/sol avec comble a usage commercial et habitation |                             |
| Maitre de l'ouvrage:<br>OPGI   | Plan FERRAILLAGE VOILES     |
|  | Date: 26/11/2022            |
| Réaliser par :<br>DJARANE SARA<br>FEKHAR NADJET  | Suivi par :<br>Mme SI AHMED |

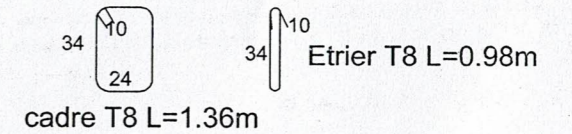
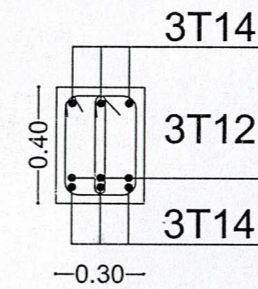
FERRAILLAGE POUTRE PRINCIPALES



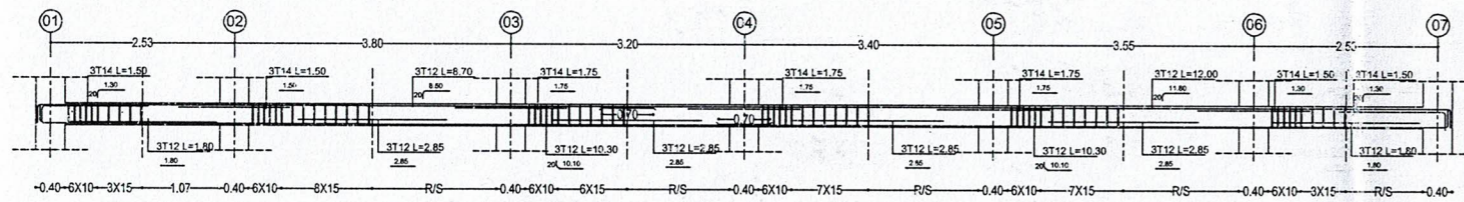
Coupe C-C



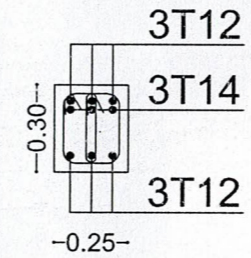
Coupe D-D



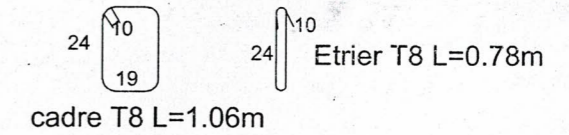
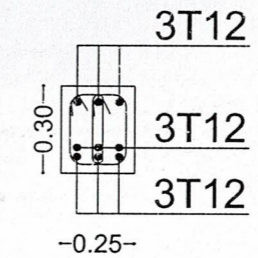
FERRAILLAGE POUTRE SECONDAIRES



Coupe C-C

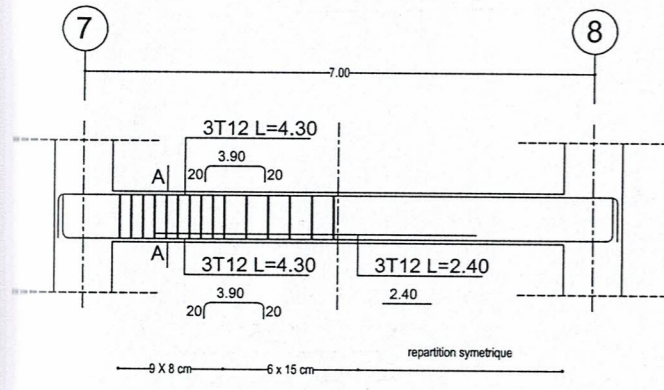


Coupe D-D

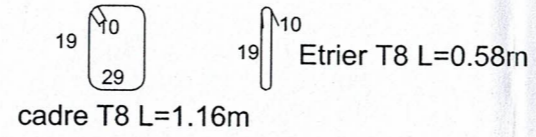
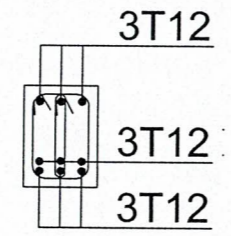


|   |  |
|---|--|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE   |  |
| Wilaya de Tizi-ouzou<br>Daira de Mekla<br>Commune de Mekla                                    |  |
| Projet: réalisation d'un immeuble en R+6+3s/sol avec combles a usage commercial et habitation |  |
| Maitre de l'ouvrage:<br>OPGI  | Plan FERRAILLAGE POUTRES<br>Date: 26/11/2023 |
| Réaliser par :<br>DJARANE SARA<br>FEKHAR NADJET   | Suivi par :<br>Mme SI AHMED                  |

### FERRAILLAGE POUTRE PALIERE

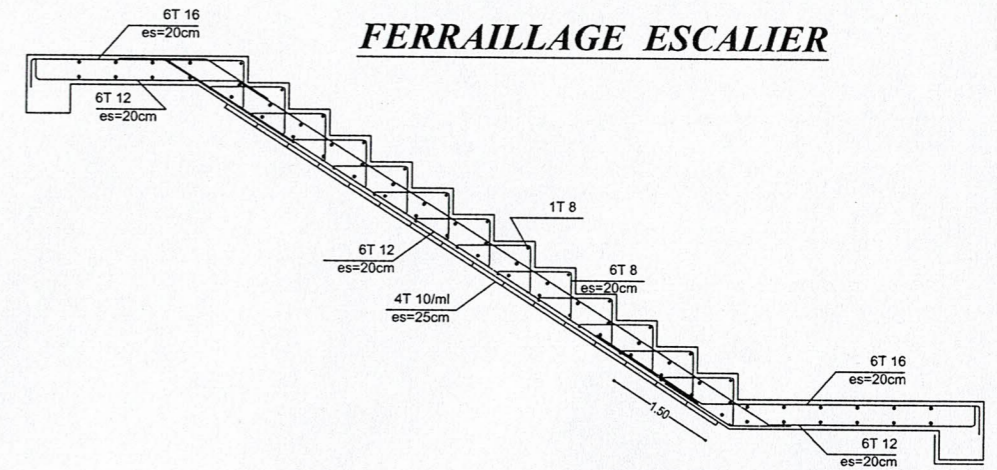


### Coupe A-A

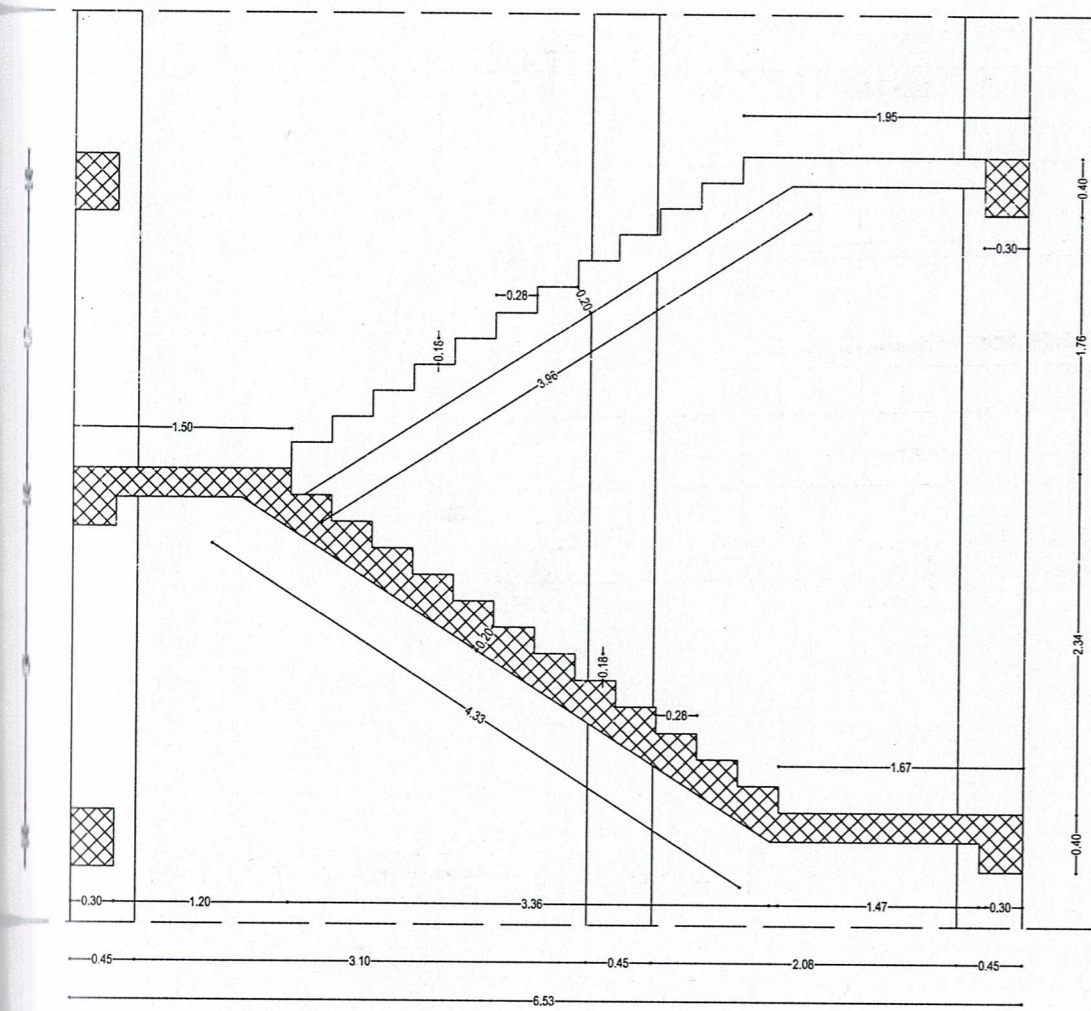


### Coupe D-D

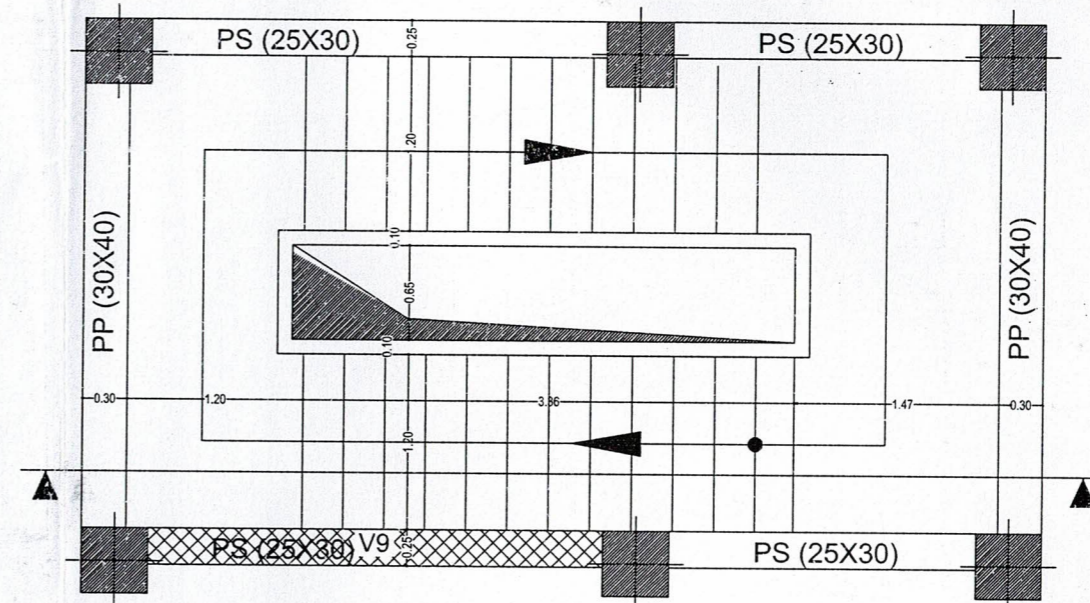
### FERRAILLAGE ESCALIER



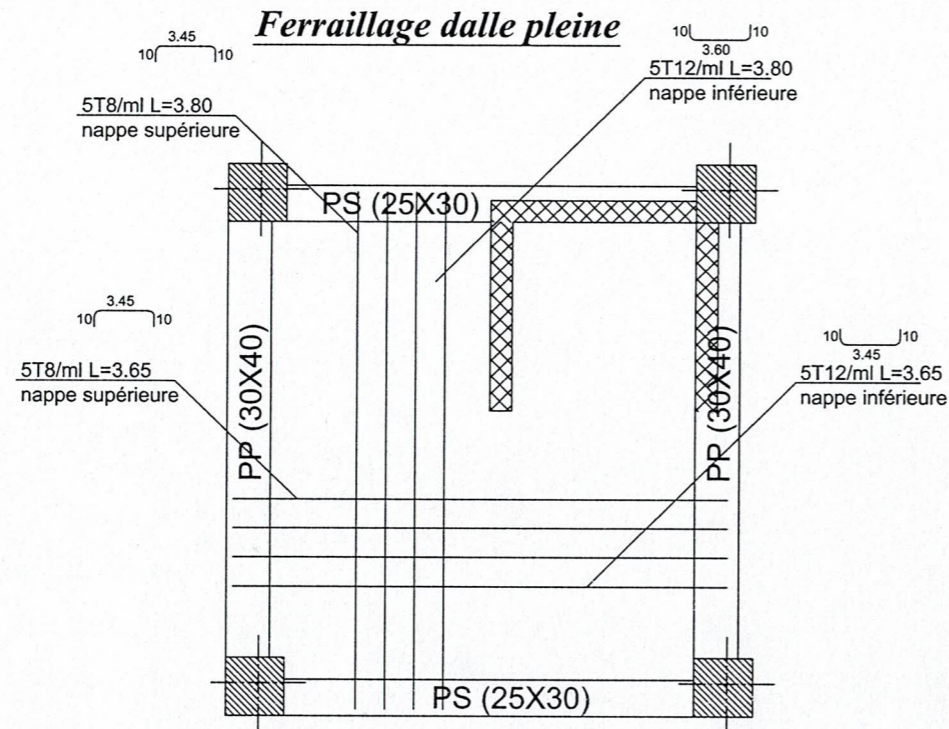
### COUPE SUR ESCALIER



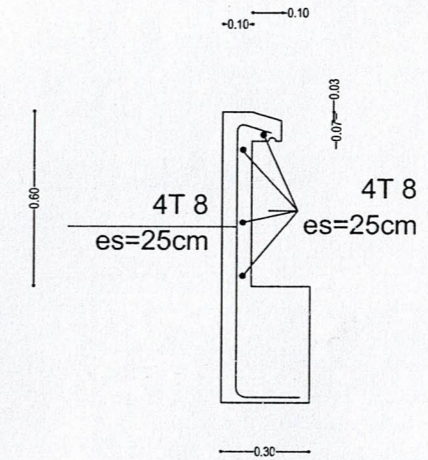
### COFFRAGE ESCALIER



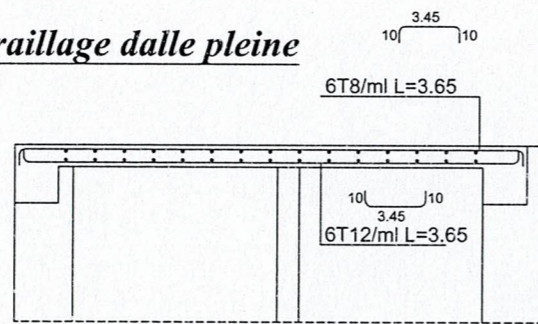
|  |   |
|--|---|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  |   |
| Wilaya de Tizi-ouzou<br>Daira de Mekla<br>Commune de Mekla                                   |   |
| Projet: réalisation d'un immeuble en R+6+3s/sol avec comble a usage commercial et habitation |   |
| Maitre de l'ouvrage:<br>OPGI   | Plan COFFRAGE FERRAILLAGE<br>ELEMENTS SECONDAIRES<br>Date: 26/11/2022 |
| Réaliser par :<br>DJARANE SARA<br>FEKHAR NADJET  | Suivi par :<br>Mme SI AHMED   |



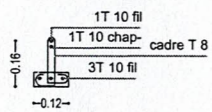
**Ferrailage acrotere**



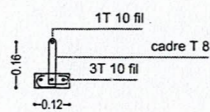
**Ferrailage dalle pleine**



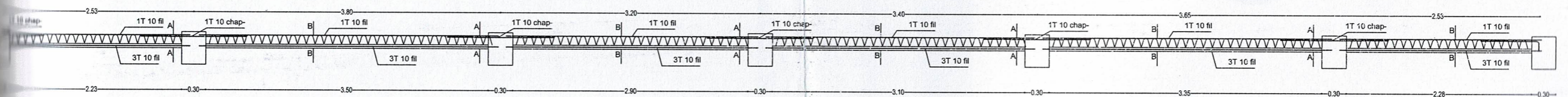
**Coupe A-A  
aux appuis**



**Coupe A-A  
en travée**



**Ferrailage poutrelle**



|  |                                       |
|--|---------------------------------------|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  |                                       |
| Wilaya de Tizi-ouzou<br>Daira de Mekla<br>Commune de Mekla                                   |                                       |
| Projet: réalisation d'un immeuble en R+6+3s/sol avec comble a usage commercial et habitation |                                       |
| Maître de l'ouvrage:<br>OPGI   | Plan COFFRAGE FERRAILLAGE<br>ESCALIER |
|  | Date: 26/11/2022                      |
| Réaliser par :<br>DJARANE SARA<br>FEKHAR NADJET  | Suivi par :<br>Mme SI AHMED           |