



*République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'enseignement supérieur et la recherche  
Scientifique*

*Université de Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou  
Faculté de Génie de la Construction  
Département de Génie Civil*



# *Mémoire de fin d'études*

*En vue d'obtention du diplôme MASTER professionnel en  
Génie Civil.*

*Option : Construction Civile et Industrielle (CCI)*

## *Thème*

*Etude d'un bâtiment (R+5+ sous sol) a usage d'habitation et commercial.  
Application du logiciel ETABS*

*Etudié par :*

- MOULOUUD Amina
- HADID Fariel

*Dirigé par :*

*Mme: CHERIFI. F*

*Promotion 2019/2020*

# *Remerciement*

*Nous remercions dieu le tout puissant pour la réalisation de ce travail, qui présente le fruit de plusieurs années de sacrifices.*

*Nous tenons à témoigner notre profonde gratitude et nos remerciements les*

*Plus sincères à notre promotrice M<sup>me</sup> cherifi de nous avoir encadré et suivi*

*tout au long de ce travail.*

*Nous remercions nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour que*

*nous terminions nos études.*

*Nous tenons également à remercier toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce projet, Nos vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui nous feront l'honneur de le juger et de l'enrichir par leurs propositions.*

# *DEDICACE*

*Je dédie ce travail à mes parents qui mon  
Soutenu tout au long de mes études et qui étaient  
Toujours présent pour moi, je vous souhaite une  
Longue vie et parfaite santé.*

*Je tiens aussi à dédier ce travail à toute ma famille*

*A mes chers amis(es)*

*A ma binôme fariel et sa famille  
A ceux qui me tiennent à cœur*

*A toute la promotion CCI 2019/2020*

# *DEDICACE*

*Je dédie ce travail à mes parents qui mon  
Soutenu tout au long de mes études et qui étaient  
Toujours présent pour moi, je vous souhaite une  
Longue vie et parfaite santé.*

*Je tiens aussi à dédier ce travail à toute ma famille*

*A mes chers amis(es)*

*A ma binôme Amina et sa famille  
A ceux qui me tiennent à cœur*

*A toute la promotion CCI 2019/2020*

# Sommaire

## INTRODUCTION GENERALE

### CHAPITRE I : *présentation de l'ouvrage*

I-1 –Présentation de l'ouvrage .....	Page1
I-2- règlement utilisés et normes de conception.....	Page1
I-3 –Caractéristique géométriques de l'ouvrage .....	Page1
I-4 –Les éléments constitutifs de l'ouvrage .....	Page1
I-5 –Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	Page3

### CHAPITRE II:*Prédimensionnement des éléments*

II -1-Pré dimensionnement des Planchers.....	Page10
II -2-Pré dimensionnement des Poutre.....	Page11
II -3- Pré dimensionnement des poteaux.....	Page 14
II -4-Pré dimensionnement des voiles.....	Page15

### CHAPITRE III : *Calcul des éléments secondaires*

III-1- L'acrotère .....	Page 28
III-2- les plancher.....	Page 36
III-3- poutre chainage 01.....	Page 53
III-4- poutre chainage02.....	Page62
III-4-Les escaliers .....	Page70
III-5- Poutre palière.....	Page89

### CHAPITRE IV : *Modélisation et vérification des exigences du RPA*

IV-1-Introduction .....	Page 96
IV-2- Les étapes de la modélisation.....	Page 96
IV-3- Vérification des recommandations de RPA.....	Page111

### CHAPITRE V :

V-1-Ferraillages des poteaux .....	Page 125
V-2-Ferraillages des poutres .....	Page 135
V-3Ferraillages des voiles.....	Page 145

### CHAPITRE VI : *Mur de soutènement*..... Page156

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

VIII-1-Choix et type de fondations.....	Page 161
VIII-2- Etude géotechnique du sol.....	Page 161
VIII-3 Pré dimensionnement .....	Page 161

### CONCLUSION GENERALE.

### BIBLIOGRAPHIE.

## Liste des figures

### Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I .1: Diagramme « contrainte –déformation » du béton à L'ELU.

Figure. I .2 : Diagramme « contrainte – déformation » du béton à L'ELS.

Figure. I .3 : Diagramme « contrainte – déformation » de l'acier à L'ELU.

### Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Figure II .1.plancher à corps creux (16+4)

Figure. II .2.Dimensions de la poutre principale.

Figure. II .3.Dimensions de la poutre secondaire.

Figure. II .4.Dimensions de la poutre de chainage I .

Figure. II .5.Dimensions de la poutre de chainage II .

Figure. II .6.Dimensions de la poutre palière.

Figure. II .7.Coupe de voile en élévation.

Figure. II .8. Coupe du voile en plan.

Figure. II .9 .Coupe du plancher terrasse inaccessible.

Figure. II .10.Coupe du plancher d'étage courant.

Figure . II .11.Coupe verticale d'un mur extérieur.

Figure . II .12.Coupe verticale d'un murs exterieure.

Figure. II .13.Coupe verticale de la dalle pleine.

Figure. II .14.Coupe verticale de l'acrotère:

Figure . II .15.Surface d'influence.

Figure. II .16.loi de dégression des surcharges.

### Chapitre III : Calcul des éléments

Figure III.1.1 : Coupe verticale de l'acrotère

Figure III.1.2 : Diagramme des efforts interne

Figure III.1.3 : Section rectangulaire soumise a la flexion composée

Figure III.1.4.Coupe verticale de l'acrotère.

Figure III.1.5.Coupe horizontale de l'acrotère.

Figure. III.2.1.Treillis soudés

Figure III.2.2.Schéma statique de la poutrelle

Figure III.2.3.Schéma statique de la poutre continue reposant sur 6appuis

**Figure. III.2.4. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU.**

**Figure. III.2.5. Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU.**

**Figure. III.2.6. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU.**

**Figure. III.2.7. Ferrailage du plancher.**

**Figure III. 3.1. Diagramme des moments et des efforts tranchant à l'ELU.**

**Figure III.3.2. Diagramme des moments et des efforts tranchant à l'ELS.**

**Figure III.3.3. Ferrailage de la poutre de chaînage I .**

**Figure III.4.1 Diagramme des moments et des efforts tranchant à l'ELU.**

**Figure III.4.2. Diagramme des moments et des efforts tranchant à l'ELS.**

**Figure III.4.3. Ferrailage de la poutre de chaînage II .**

**Figure III.5.1 : Coupe verticale d'un escalier.**

**Figure. III.5.2: Schéma statique (ELU)**

**Figure. III.5.3. Diagramme des efforts internes à l'ELU.**

**Figure. III.5.4. Diagramme des moments fléchissant (ELU)**

**Figure. III.5.5 : Schéma statique (ELS)**

**Figure. III.5.6. Diagramme des efforts internes à l'ELS.**

**Figure. III.5.7. Diagramme des moments fléchissant (ELS)**

**Figure. III.5.8. Coupe d'escalier.**

**Figure. III.5.9. Schéma de ferrailage d'escalier**

**Figure. III.6.1. Schéma statique à l'ELU.**

**Figure. III.6.2. Schéma statique à l'ELS.**

**Figure III.6.3 : Diagramme des efforts interne à l'ELU**

**Figure. III.6.4. Diagramme des efforts interne à l'ELS**

**Figure. III.6.5. Ferrailage de la poutre palière.**

**Chapitre IV : Modélisation et vérification du RPA**

**Figure IV.1. Période analytique donnée par Etabs.**

**Figure IV.2. Mode 1 translation suivant x-x**

**Figure IV.3. Mode 2 translation suivant Y-Y**

**Figure IV.4. Mode 3 rotation autour**

**Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux**

**Figure IV.3.1. Disposition des armatures verticales dans les voiles.**

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

**Figure VII.1.Diagramme des moments fléchissant**  
**Figure : VII.2.ferraillage des longrines.**

# Liste des tableaux

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Tableau II.1. Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.2. Caractéristiques des éléments du plancher étage courant.

Tableau II.3. charge permanente des murs extérieurs.

Tableau II.3. charge permanente des murs intérieurs

Tableau II.4. caractéristiques des éléments de la dalle pleine.

Tableau II.5. surcharges d'exploitation des différents éléments secondaires.

Tableau II.6. Tableau récapitulatif de la descente de charge.

Tableau II.7. section des poteaux adoptés

## Chapitre III: Calcul des éléments

Tableau III.1.1: ferrailage adopté

Tableau III.2.1. Moments aux appuis à ELS.

Tableau III.2.2. Moments en travées à ELS.

Tableau III.2.3. Les efforts tranchant à ELS.

## Chapitre IV: Modélisation et vérification du RPA

Tableau IV.1. valeurs de coefficient  $C_T$

Tableau IV.2 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

Tableau IV.3. Centre de Torsion et Centre de Masse de la Structure

Tableau IV.4. Les déplacements latéraux des étages sens(x-x)

Tableau IV.5. Les déplacements latéraux des étages sens (y-y)

Tableau IV.6. Justification Vis-à-vis De l'effet P-delta dans les deux Sens

## **Chapitre V : Ferrailages des éléments structuraux**

**Tableau V.1.1 : Ferrailage des poteaux.**

**Tableau V.1.2: Vérification de sections totales adoptées selon le RPA**

**Tableau V.1.3 : Récapitulatif des sections d'armatures transversales dans chaque zone**

**Tableau V.1.4: Vérification des sections d'armatures transversales adoptées**

**Tableau V.1.5 : Vérification au cisaillement**

**Tableau V.1.6 : Vérification de la condition de non fragilité.**

**Tableau V.1.7 : Vérification des contraintes à l'ELS.**

**Tableau V.2.1. Armatures en travée des poutres principales.**

**Tableau V.2.2. Armatures aux appuis des poutres principales.**

**Tableau V.2.3. Armatures en travée des poutres secondaires.**

**Tableau V.2.4. Armatures aux appuis des poutres secondaires.**

**Tableau V.2.5: Vérification aux cisaillements.**

**Tableau V.2.6 : Vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis**

**Tableau V.2.7: Vérification de l'entraînement des barres**

**Tableau V.2.8 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PP).**

**Tableau V.2.9 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PS).**

**Tableaux V.3.1. Ferrailages des voiles longitudinales.**

**Tableaux V.3.2. Ferrailages des voiles Transversales**

## **Chapitre VI : Murs de soutènement**

**Tableau VI.2. Vérification des contraintes à l'ELS :**

**Tableau VI.2. Vérification des contraintes à l'ELS :**

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

**Tableau VII.1: Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).**

**Tableau VII.2. : Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversale).**

**Tableau VII.3 : surface des semelles filantes sous poteaux :**

**Tableau VII.4 : moment isostatique**

**Tableau: VII.5. Ferrailage de la poutre de rigidité aux appuis**

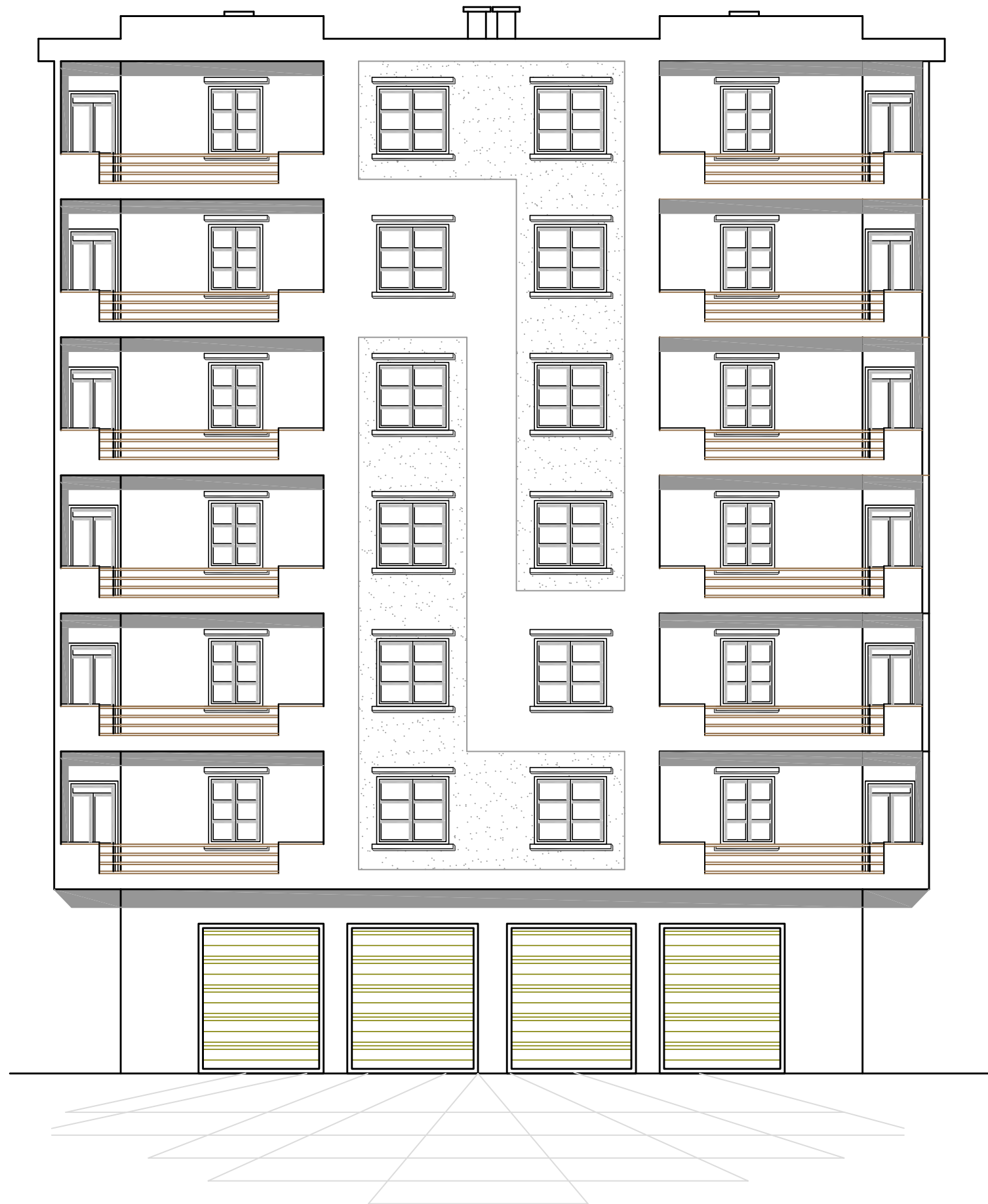
**Tableau: VII.6. Ferrailage de la poutre de rigidité en travée**

**Tableau: VII.7. Armatures adoptées en appuis**

**Tableau: VII.8. Armatures adoptées en travée.**

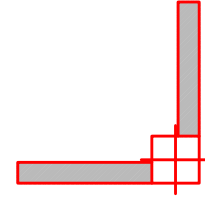
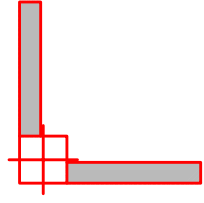
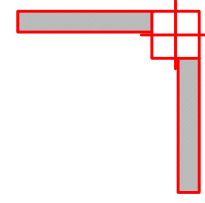
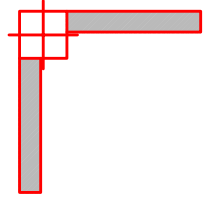
**Tableau VII.9 : vérifications des contraintes.**

FACADE PRINCIPALE

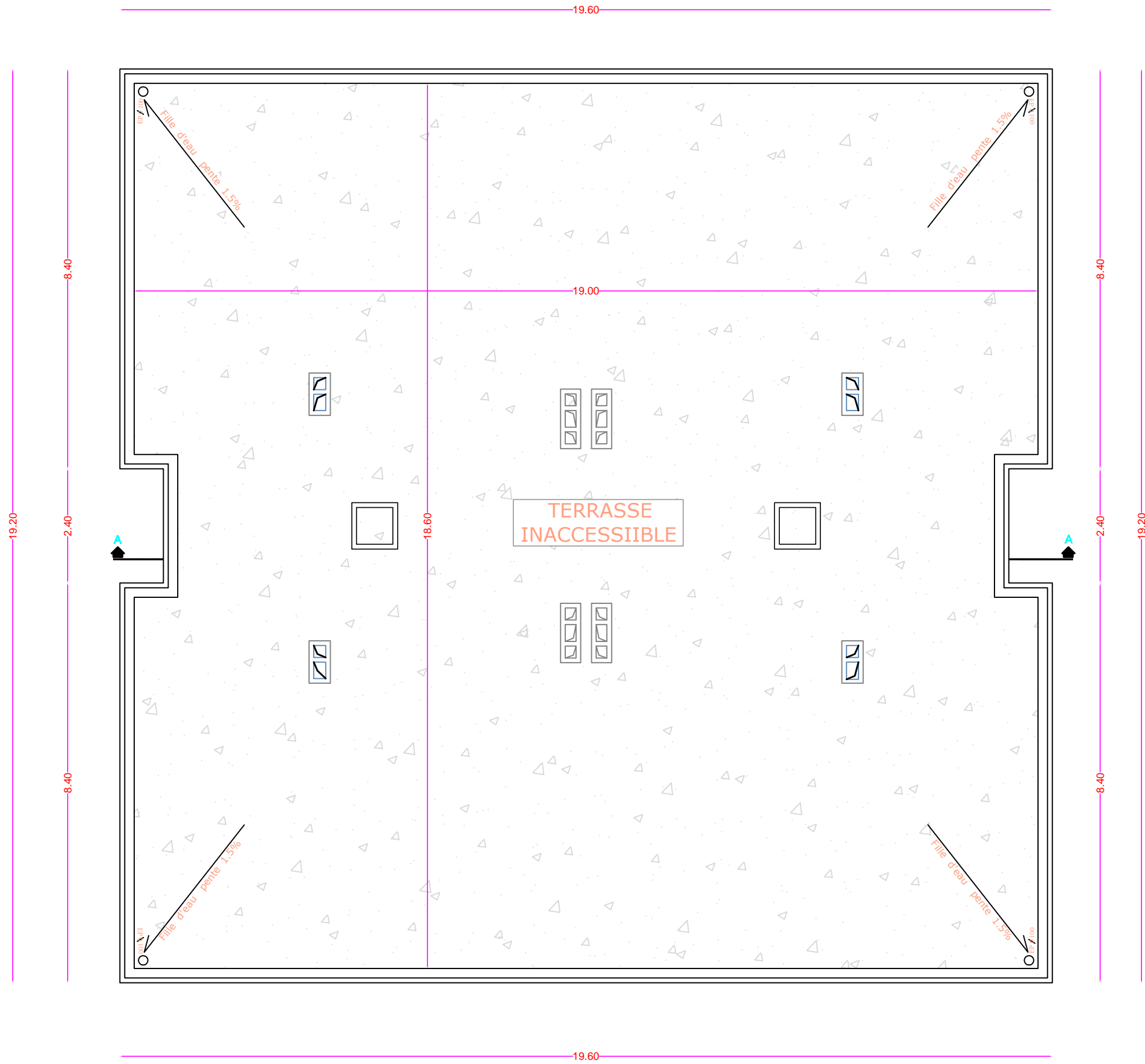




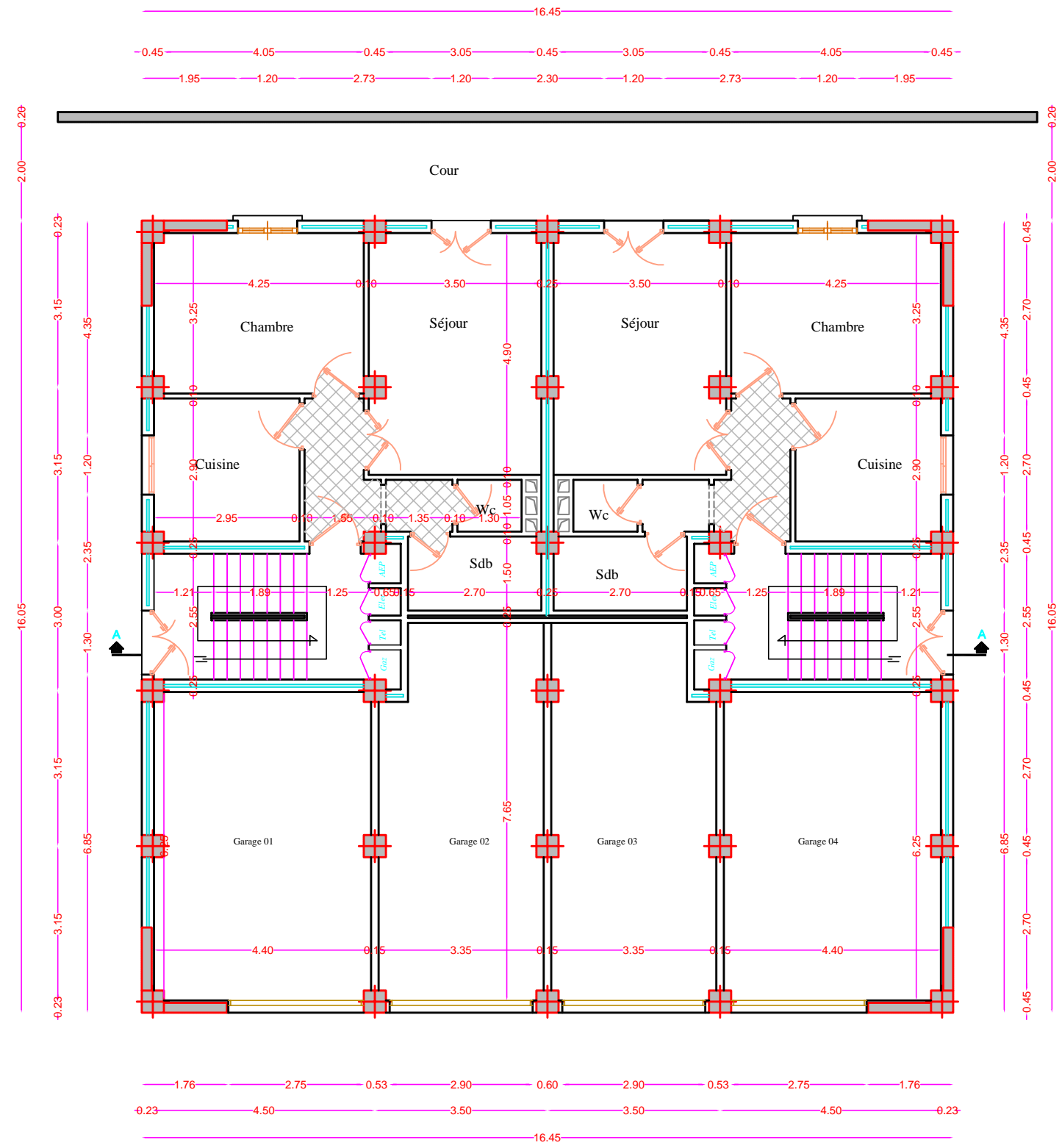
PLAN DES VOILES



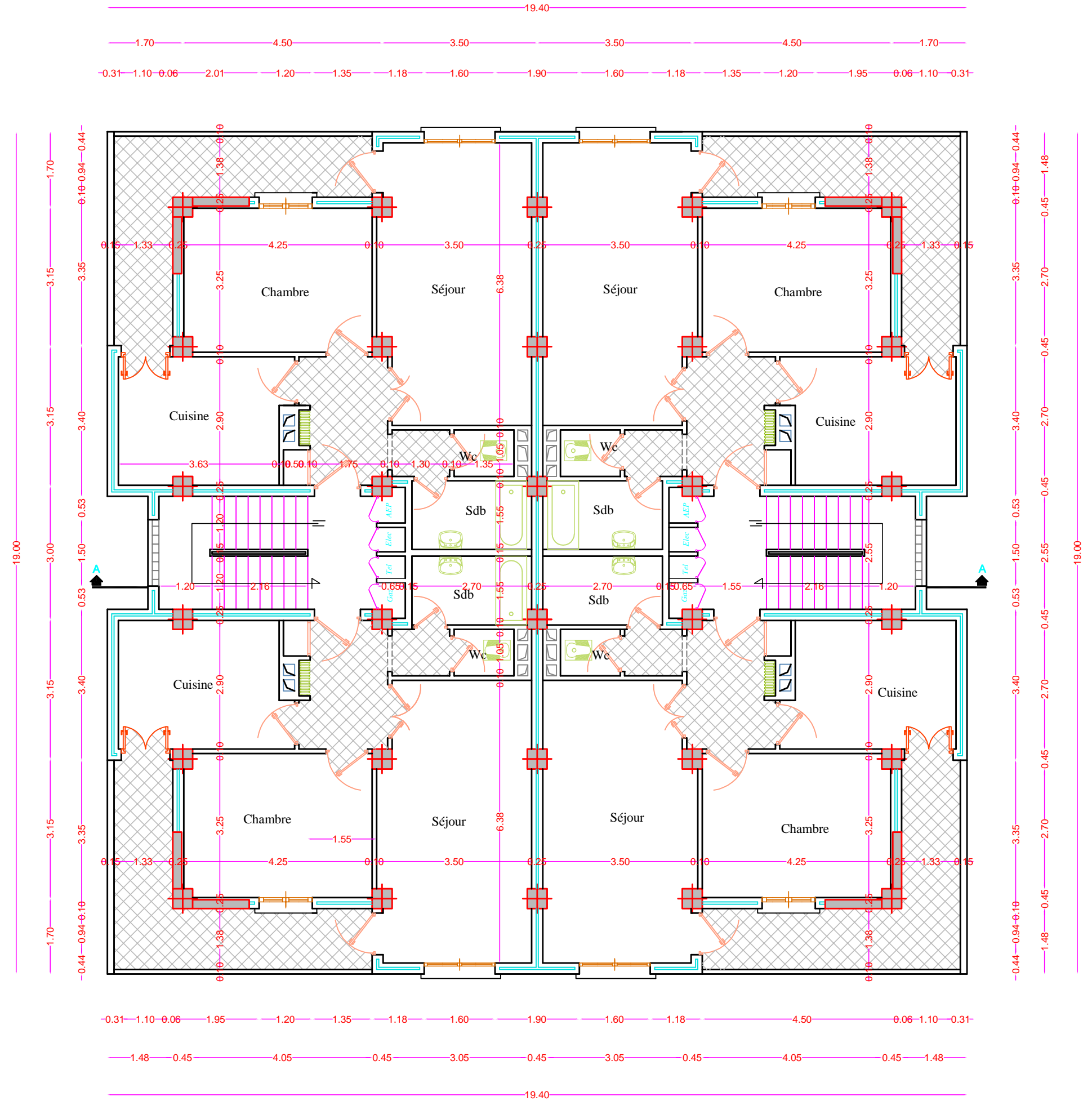
PLAN DE TERRASSE



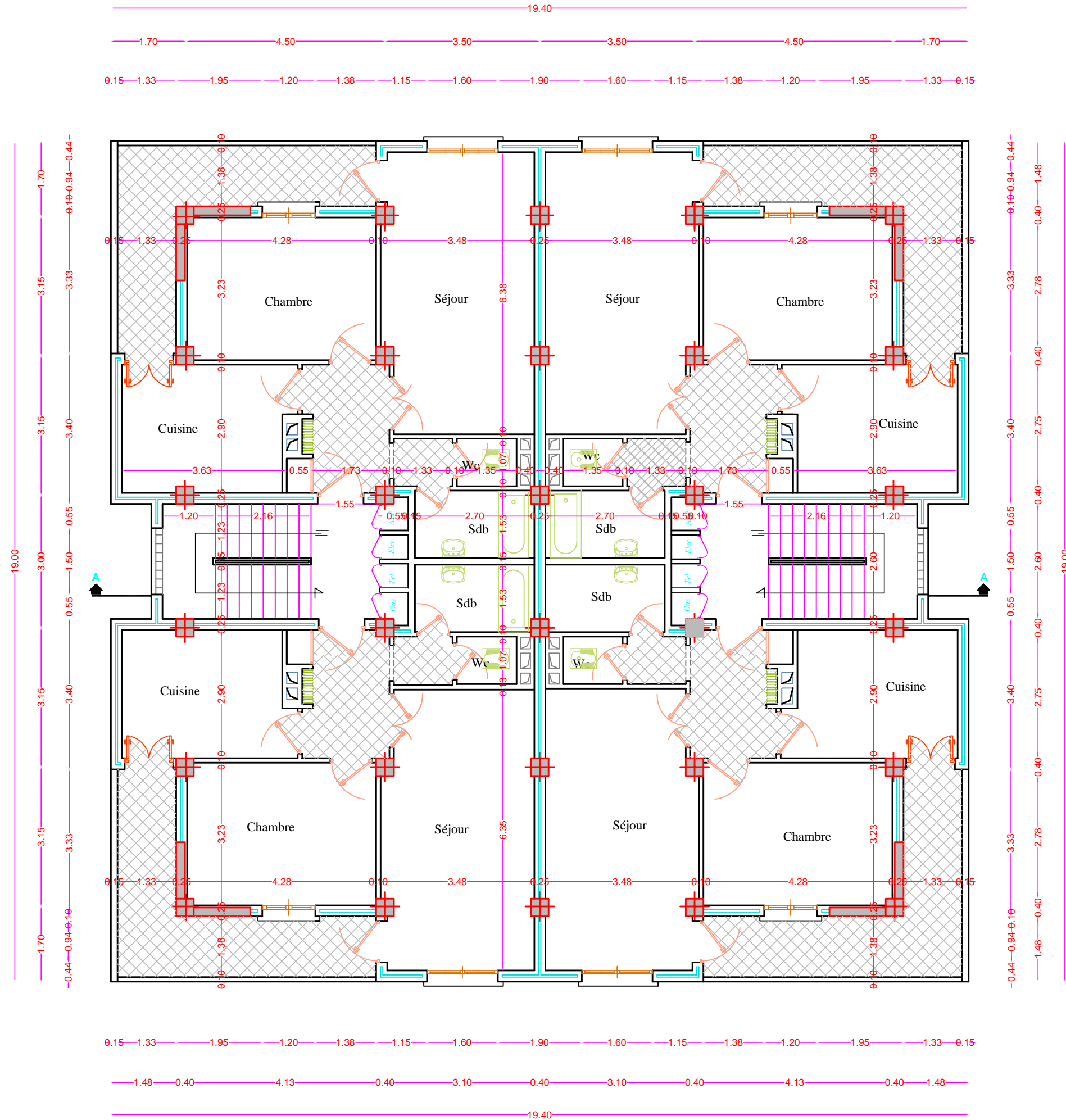
# PLAN DU SOUS SOL



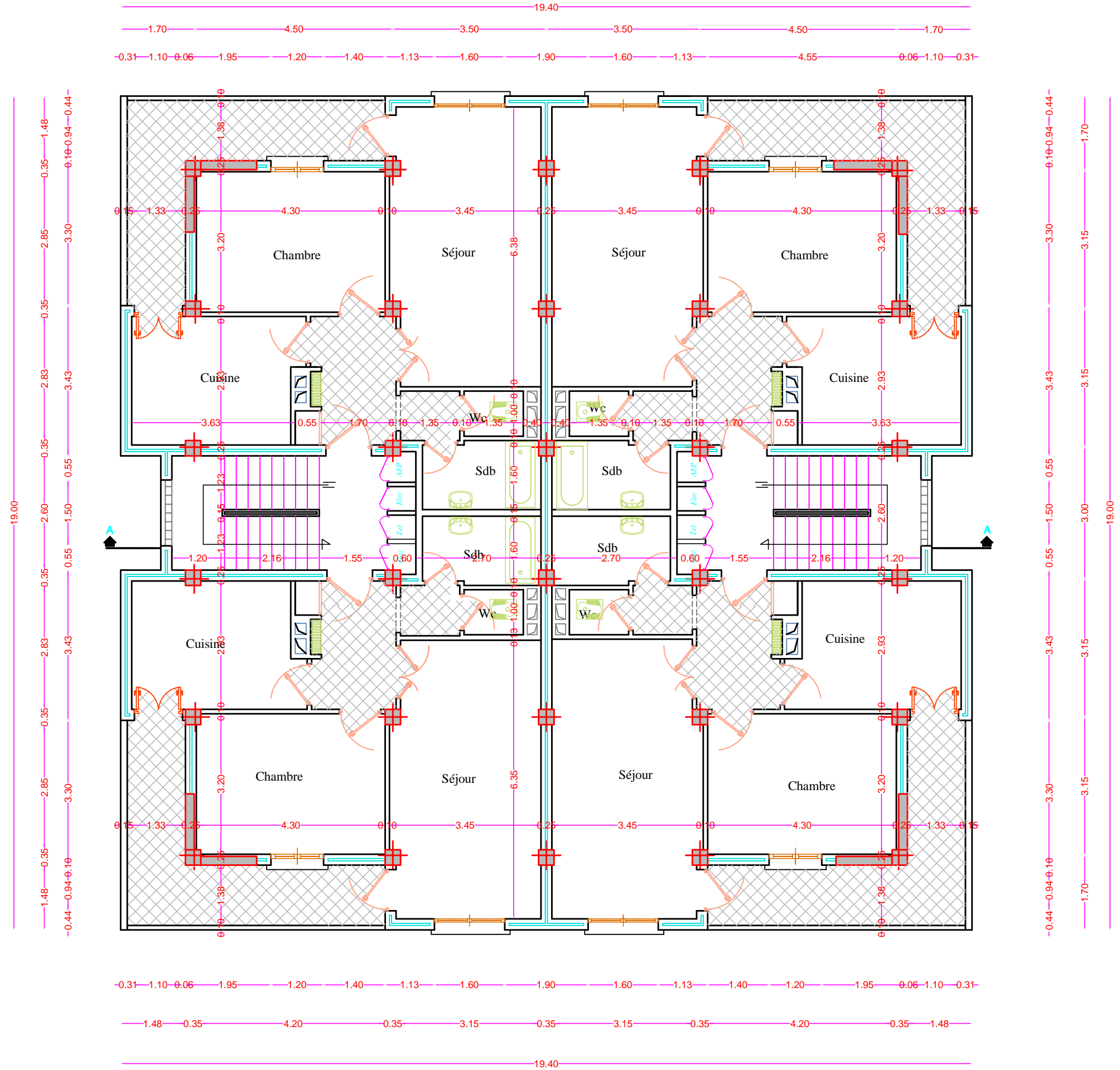
PLAN DU REZ DE CHAUSSEE & 1er ETAGE



PLAN DE 2eme & 3eme ETAGE



PLAN DE 4eme & 5eme ETAGE



# Introduction générale

Le génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles.

les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Parmi les grands problèmes qui influent sur les domaines d'économie et du génie civil, est l'activité sismique. En Algérie, les différentes études géologiques et sismologiques montrent que 70% du Nord du pays est soumis à l'activité sismique.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser. Ces règlements sont le fruit de longues expériences et de recherches approfondies, dans le but d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

Notre projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé, constitué d'un (R+5+sous-sol) ayant un contreventement mixte (poteaux-voiles), implanté dans la wilaya de Tizi-Ouzou qui est une zone de sismicité moyenne (IIa).

Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures en génie civil, notamment BAEL91, RPA99 version 2003 et le CBA93 qui rigidifie la structure de manière à assurer la stabilité, la durabilité et surtout l'économie de l'ouvrage.

Ce projet de fin d'étude est une occasion pour mettre en application toutes les connaissances théorique acquises durant notre cursus universitaire.

## **I.1. Description de l'ouvrage :**

Notre projet consiste à étudier un bâtiment (R+5 + sous -sol) à usage d'habitation et commerce.

L'ouvrage est de groupe d'usage 02 (importance moyenne), implanté à la willaya de Tizi ouzo, classée selon le règlement parasismique algérien (RPA 99/version 2003) comme une zone de sismicité moyenne (zone IIa). Selon le rapport de sol, la construction sera fondée sur un site ferme d'une contrainte admissible de **2 bars**.

La structure est composée :

- Un sous -sol à usage commercial et habitation
- Un (RDC)
- 05 étages courant à usage d'habitation
- 02 cages d'escalier
- Terrasse inaccessible

## **I.2. Règlements utilisés et normes de conception :**

L'étude du bâtiment sera menée en utilisant les règlements suivants :

- Règles Parasismique Algériennes « RPA 99 / Version 2003 »
- Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en Béton Armé « B.A.E.L.91 / modifiées.99 ».
- Documents technique règlementaires « DTR-B.C.2.2 » : charges permanentes et charges d'exploitations
- Règles de conception et de calcul des structures en Béton Armé « CBA93 ».

## **I.3. Caractéristiques géométriques :**

Les dimensions de l'ouvrage sont relevées des plans d'architecture du projet :

- ✓ Longueur totale ..... = **19 m**
- ✓ Largeur totale ..... = **20 m**
- ✓ Hauteur totale ..... = **22,44m**
- ✓ Hauteur de l'acrotère ..... = **0,6 m**
- ✓ Hauteur d'étage courant ..... = **3,06 m**
- ✓ Hauteur du RDC ..... = **3,06 m**
- ✓ Hauteur du sous -sol ..... = **4,08 m**

## **I.4. Les éléments constitutifs de l'ouvrage :**

### **1) L'infrastructure :**

#### **-Les fondations :**

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, Elle assure la transmission des charges au sol, le choix de type de fondation dépend

de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

## 2) La superstructure :

### a) L'ossature :

Le bâtiment à cinq niveaux et il est situé en zone (IIa) il ya lieu donc de prévoir des voiles dans l'ossature.

- Les portiques transversaux et longitudinaux (poutres et poteaux) reprennent essentiellement les charges et les surcharges verticales.
- Les voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinale et transversal) reprennent essentiellement les charges horizontales (Séisme ; vent).

### b) Les planchers :

Les planchers sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils ont pour fonctions essentielles :

- **La fonction de résistance mécanique**, ils supportent et transmettent aux éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles) les charges permanentes et les surcharges.
- **La fonction d'isolation**, les planchers permettent d'isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages.

**Nous avons deux types de planchers :**

- Plancher en corps creux.
- Dalle pleine en béton armé.

#### ❖ **planchers en corps creux :**

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression coulée sur place, reposant sur des poutrelles préfabriquées.

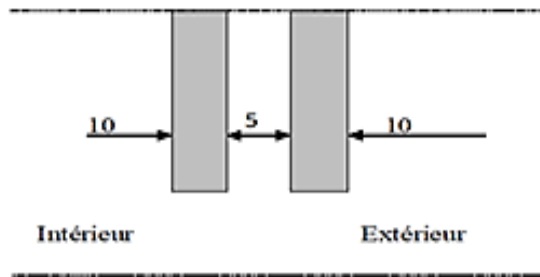
**a) Nervure :** appelées poutrelles, elles reposent à leurs extrémités sur les poutres principales et reprennent la totalité des charges et surcharges.

**b) Remplissages en corps creux :** Il est disposé entre les poutrelles, il est utilisé comme coffrage perdu et isolant phonique

**c) Dalle de compression en béton armé :** Dalle en béton de 4cm à 5cm, armée d'un quadrillage d'armatures pour limiter les risque de fissuration

### c) Maçonnerie :

- **Murs extérieurs :** ils seront réalisés en double cloison de briques creuses dont l'épaisseur du mur est égale à 25cm.
  - Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
  - l'âme d'air de 5cm d'épaisseur.
  - Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- **Murs intérieurs :** ils seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur

**a) Revêtements :**

Les revêtements seront comme suit :

- Mortier de ciment pour les murs des façades extérieures.
- enduits pour tous les murs intérieurs et plafonds.
- Carrelage pour les planchers courants, les balcons et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux.

**b) Escalier :**

C'est un ouvrage réalisé en béton armé, il est constitué par une série de marches et contre marches, qui permettent de relier les différents niveaux de la construction.

**c) Acrotère :**

La terrasse sera entourée d'un acrotère de **0,6(m)** de hauteur, réalisée en béton armé, il joue un rôle de sécurité et de garde corps.

**d) Coffrage :**

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles, de façon à limiter le temps d'exécution et un coffrage classique en bois pour les portiques.

## **I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Le béton et l'acier sont deux matériaux utilisés pour la réalisation de cet ouvrage, ils sont caractérisés par la résistance à la compression pour le béton et à la traction pour les aciers, ils doivent répondre aux règles du RPA 99 modifiées en 2003 ainsi qu'aux règles du béton armé aux états limites BAEL 91 modifiées en 99.

### **I.5.1. Béton :**

Le béton est un composite hétérogène qui résulte du mélange : liant hydraulique, ciment, granulats (sable, gravier) et l'eau de gâchage ainsi que des adjuvants, ces constituants sont dosés d'une manière à obtenir les qualités et les quantités requise pour son utilisation, il est devenu un élément indispensable dans la construction des ouvrages grâce à son meilleur rapport

(Qualité / Prix).

Le béton possède les qualités suivantes :

- ✓ La résistance mécanique, essentiellement résistant a la compression.
- ✓ La résistance aux agents agressifs (eau de mer, acides).
- ✓ Sa mise en ouvre est aisée et ne nécessite que l'utilisation d'une main – d'œuvre rapidement formée.

- ✓ Il permet une adaptation facile aux formes les plus variées puisque, mis-en-place dans des moules ou coffrages, il épouse les volumes.
- La composition du béton sera déterminée en laboratoire, de façon à avoir une résistance caractéristique de **25 MPa** au minimum.
- L'étude de la composition consiste à définir le mélange optimale des granulats dont on dispose ainsi que le dosage en ciment et eau afin de réaliser un béton dont les propriétés soient celles recherchées pour la réalisation de l'ouvrage désiré, la composition du béton doit être conforme aux règles du BAEL .

- **Resistance caractéristique du béton a la compression :**

Le béton présent une bonne résistance à la compression a 28 jours d'âge, les essais de compression axiale sont réalisés sur des éprouvettes normalisées de formes cylindriques de hauteur 32cm et de diamètre 16 cm.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge < 28 jours, sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous. (Art A 2.1.11 BAEL 91 modifié 99).

$$f_{cj} = \frac{j}{(4,76 + 0,83 j)} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(1,4 + 0,95j)} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

Pour l'étude de ce projet, nous adoptons une valeur de **fc28 = 25 MPa**

- **Resistance caractéristique du béton a la traction :**

La résistance du béton a la traction est faible, elle est de l'ordre de 10% de sa résistance à la compression, définie par la relation suivante. (Art A2, 1,12 BAEL 91 modifié 99).

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

$$\text{Dans notre cas : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad f_{c28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ MPa}$$

- **Module d'élasticité :**

C'est le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée par celle-ci, Selon la durée de l'application de la contrainte on distingue deux types de modules.

1. **Module de déformation longitudinale :**

Il existe deux modules de déformation :

- a) **Module de déformation instantanée : (Art .A .2 .1.21 / BAEL. 91)**

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

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } f_{cj} = 25 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$$

- b) **Module de déformation différée : (Art .A.2.1.22 / BAEL .91)**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée et afin de tenir compte de l'effet du fluage du béton, nous prendrons un module de déformation égale a :

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

$$\text{Pour } f_{cj} = 25 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$$

## 2. Module de déformation transversale :

$$\text{Sa formule est : } G = \frac{E}{2(1+\nu)} [\text{MPa}]$$

$E$  : Module de Young (module d'élasticité).

$\nu$  : Coefficient de poisson, c'est le rapport entre la déformation relative transversale et la Déformation relative longitudinale.

$\nu=0$  (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré

$\nu=0,2$  (à l'ELS) pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

### • Contrainte limites du béton :

Un état limite est un état qui correspond aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, Selon la théorie des états limites exposée dans le BAEL / 99, il existe deux types d'état limite :

#### ➤ Etat limite ultime (ELU) :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité,

Au-delà de cet état la structure perd :

- l'équilibre statique de la construction (basculement).
- la résistance de chacun des éléments (rupture).
- la stabilité de forme (flambement).

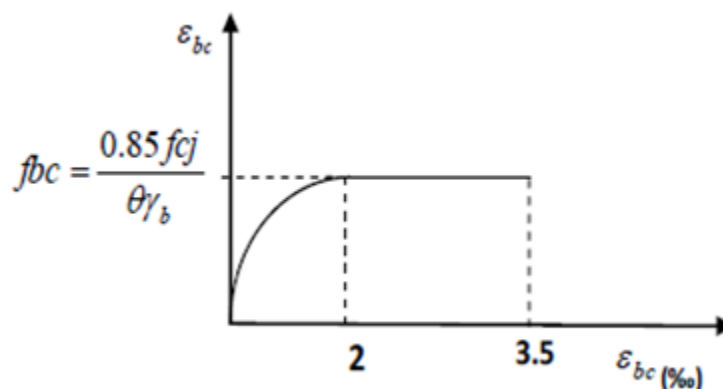


Figure I.1: Diagramme « contrainte –déformation » du béton à L'ELU.

#### ➤ Etat limite de service :

Ce sont les états où la condition normale d'exploitation et de durabilité de la structure ne sont plus satisfaites, cet état comprend l'état limite de fissuration et de déformation .Pour cela on distingue trois situation possible, qui sont :

- fissuration peu préjudiciable.
- fissuration préjudiciable.
- fissuration très préjudiciable.

Contrainte de service a la compression : (Art.A.4.5.2 .BAEL / 91)

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \text{ (MPa)} \quad \sigma_{bc} = 15 \text{ (MPa)}.$$

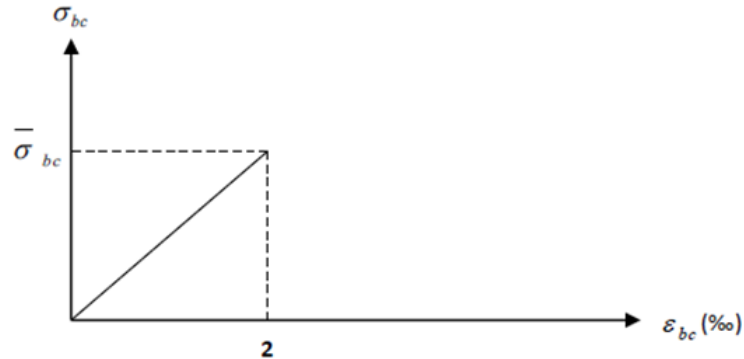


Figure. I. 2 : Diagramme « contrainte – déformation » du béton à L'ELS.

• **Contrainte de compression :**

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Coefficient de sécurité partiel de béton :

- $\gamma_b = 1,50$  en situation courante  $f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$
- $\gamma_b = 1,15$  en situation accidentelle  $f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$

0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.

- $\theta$  : Coefficient de la durée d'application des actions considérées,
- $\theta = 1$  si la durée d'application est  $\geq 24$  h.
- $\theta = 0,9$  si la durée d'application est entre 1h et 24 h.
- $\theta = 0,85$  si la durée d'application est  $< 1$  h.

• **Contrainte limite de cisaillement : (Art. A.5.1.21 BAEL / 91)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \quad \text{Avec:}$$

- $V_u$ : Effort tranchant dans la section étudiée.
- $b_0$ : Largeur de la section cisailée.
- $d$  : Hauteur utile.

Cette contrainte doit respecter les conditions limites suivantes :

- $\tau_{uu} = \min [0,2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}]$  pour la fissuration peu nuisible.
- $\tau_{uu} = \min [0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}]$  pour la fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

## • 1.5.2. Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression. L'acier est un alliage fer-carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

Dans le présent projet on utilisera 2 types d'acier,

(HA : haute adhérence et TS : treillis soudé).

- Les aciers à haute adhérence (HA) : fe400 et fe500 correspondent a des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 (MPa) et 500 (MPa).
- Treillis soudé : quadrillage en fils écrouis électriquement, de type TLE 520.

## • Module de déformation longitudinale :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :

$E_s = 200000$  (MPa) (Art.2.2.1 du BAEL /91)

Sa valeur est constant quelle que soit la nuance de l'acier.

## • Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson des aciers pris égal à :  $\nu = 0,3$

## • Contraintes limites :

### ➤ Contrainte limite ultime : (Art 4.3.2.BAEL /91) :

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = F_e / \gamma_s$$

$F_e$  : limite d'élasticité garantie, c'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité tel que :

- $\gamma_s = 1.15$  Situation courante.
- $\gamma_s = 1$  Situation accidentelle.

Tableau I.1 : limites d'élasticité des aciers utilisés.

	Nuance de l'acier	FeE400	FeE520
$\sigma_s$ [MPa]	Situation courante	348	452
$\sigma_s$ [MPa]	Situation accidentelle	400	520

### ➤ Contrainte limite de service :

Les contraintes limite de l'acier à l'état limite de service sont données en fonction de l'ouverture des fissures qu'il est nécessaire de limite, à cause des risque de corrosion des armatures.

Il' ya trois cas de fissuration d'après (Art. A.4.5.3. du BAEL /91) :

- ❖ **Fissuration peu nuisible** : cas des armatures intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à une limitation) :

$$\sigma_{st=Fe}$$

- ❖ **Fissuration préjudiciable** : cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères (exposés à l'intempérie) ou il y'a risque d'infiltration.

La contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5f_e, 110 \sqrt{nftj}) \right\}$$

- ❖ **Fissuration très préjudiciables** : la fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou devient assurer une étanchéité.

Dans ce cas-là, on note :

$$\sigma_s = 0,8 \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5f_e, 110 \sqrt{nftj}) \right\}$$

$\eta$  : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  : pour les rondes lisses (RH).

$\eta = 1.6$  : pour les aciers à haute adhérence (HA) de diamètre  $\geq 6$  mm.

$\eta = 1.3$  : pour les aciers à haute adhérence (HA) de diamètre  $< 6$  mm.

- **Protection des armatures : BAEL 91 modifié99 (A.7.2.4)**

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers, il convient de les enrober par une épaisseur de béton suffisante, cette épaisseur d'enrobage dépend des conditions d'exposition de l'ouvrage, on adoptera les prescriptions suivantes :

- ❖  $C \geq 5$  cm : pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- ❖  $C \geq 3$  cm : pour les parois soumises à des actions agressives intempéries, condensation et éléments en contact avec un liquide (Réservoirs, Tuyaux, Canalisations).
- ❖  $C \geq 1$  cm : pour les parois situées dans les locaux couverts et clos.

- **Diagramme contraintes déformations de l'acier :**  
(Art A.2.2.2/ BAEL 91) :

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

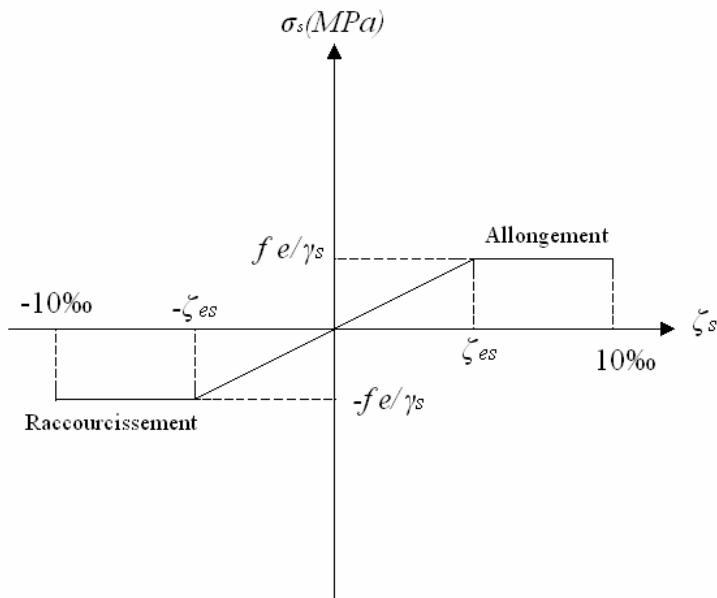


Figure. I.3 : Diagramme « contrainte – déformation » de l'acier à L'ELU.

## INTRODUCTION :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux, les voiles.

### II.1.Pré dimensionnement des planchers :

Un plancher à corps creux est une plaque horizontale en béton armé infiniment rigide, il sépare deux Niveaux successifs d'un bâtiment capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux (poutres) et verticaux (poteaux, voiles).

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter sont poids propre et les surcharges.

#### II.1.1.planchers à corps creux :

La hauteur du plancher est déterminée à partir de la formule suivante (condition de la flèche)

$$\text{(CBA93, Art B.6.8.4.2.4)} \quad ht \geq L_{\max}/22,5$$

Avec :

ht : hauteur totale du plancher

$L_{\max}$  : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles pour le cas de notre étude la portée libre maximale est :

$$L_{\max} = 315 - 25 = 290\text{cm}$$

Ce qui nous donne :  $ht \geq 290/22,5 = 12,89\text{cm}$

On opte pour un plancher de (16+4) cm

→  $ht = 20\text{ cm}$  (un corps creux de 16cm, associé à une table de compression de 4cm).

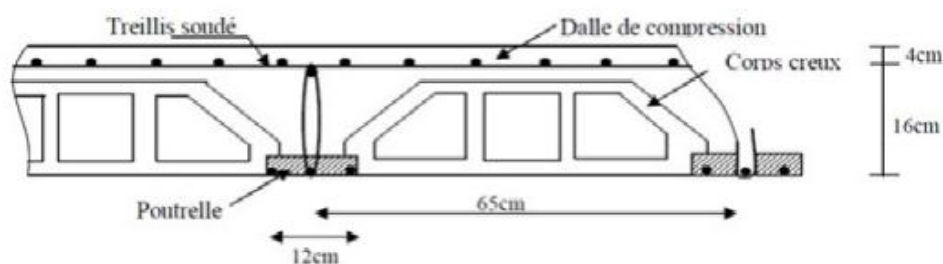


Figure II.1.plancher à corps creux (16+4)

**II.1.2.les poutres :**

Les poutres principales et secondaires sont des éléments en béton armé, coulés sur place elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux poteaux. Elles doivent respecter les dimensions ci- après exigées par le (RPA99 (Art 7.5.1).

- $b \geq 20\text{cm}$

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

- $ht/b \leq 4$

**Avec :**  $ht$  : hauteur comprise entre  $L/15 \leq ht \leq L/10$

$b$  : largeur comprise entre  $0,4ht \leq b \leq 0,7ht$

$L_{max}$  : portée libre entre nus d'appuis (plus grande travée considérée).

**a) Poutres principales :**

Elles ont pour longueur :  $L_{max} = 450 - 25$

$L_{max} = 425\text{cm}$

-la hauteur de la poutre est :

$425/15 \leq ht \leq 425/10$

$28.33 \leq ht \leq 42.5 \text{ cm}$

→  **$ht = 35\text{cm}$**

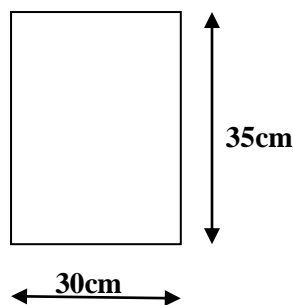
-la largeur de la poutre est

$0,4 \times ht \leq b \leq 0,7 \times ht$

$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$

$14 \leq b \leq 24.5$

→  **$b = 30\text{cm}$** .



**Figure. II.2.Dimensions de la poutre principale.**

\*vérification relatives aux exigences du RPA99 de l'article (7.5.1) .

$b \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots 30 \geq 20\text{cm}$  (Condition vérifiée).

$ht \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots 35 \geq 30\text{cm}$  (Condition vérifiée).

$ht/b \leq 4 \dots\dots\dots 35/30 = 1,17 < 4$  (Condition vérifiée).

**b) Poutres secondaires :**

-la longueur de la poutre  $L_{max} = 315 - 25$

$L_{max} = 290\text{cm}$

-la hauteur de la poutre est :

$290/15 \leq ht \leq 290/10$

$19,33 \leq ht \leq 29$

→  **$ht = 30\text{cm}$**

-la largeur de la poutre est :  
 $0,4 \times ht \leq b \leq 0,7 \times ht$   
 $0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$   
 $12 \leq b \leq 21$   
**→b = 25cm**

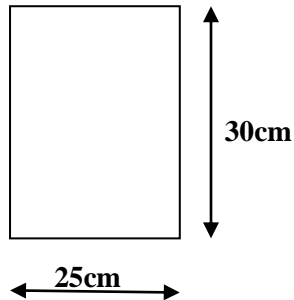


Figure. II.3. Dimensions de la poutre secondaire.

\*vérification relatives aux exigences du RPA (ART7.5.1)  
 $b \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots 25 \geq 20\text{cm}$  (Condition vérifiée).  
 $ht \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots 30 \geq 30\text{cm}$  (Condition vérifiée).  
 $ht/b \leq 4 \dots\dots\dots 30/25 = 1,2 < 4$  (Condition vérifiée).

c) **Poutres de chaînage I :**

-la longueur de la poutre  $L_{\text{max}} = 450 - 25$   
 $L_{\text{max}} = 420\text{cm}$   
 -la hauteur de la poutre est :  
 $420/15 \leq ht \leq 420/10$   
 $28 \leq ht \leq 42$   
**→ht = 30cm**  
 -la largeur de la poutre est :  
 $0,4 \times ht \leq b \leq 0,7 \times ht$   
 $0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$   
 $12 \leq b \leq 21$   
**→b = 20cm**

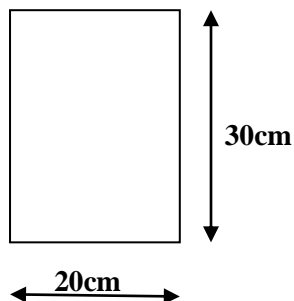


Figure. II.4. Dimensions de la poutre de chaînage I.

\*vérification relatives aux exigences du RPA (ART7.5.1)

$b \geq 20\text{cm}$  .....  $20 \geq 20\text{cm}$  (**Condition vérifiée**).

$ht \geq 30\text{cm}$ .....  $30 \geq 30\text{cm}$  (**Condition vérifiée**).

$ht/b \leq 4$  .....  $30/20 = 1,5 < 4$  (**Condition vérifiée**).

**d) Poutres de chaînage II :**

-la longueur de la poutre  $L_{\max} = 315 - 25$

$L_{\max} = 290\text{cm}$

-la hauteur de la poutre est :

$290/15 \leq ht \leq 290/10$

$19,33 \leq ht \leq 29$

→ **ht = 30cm**

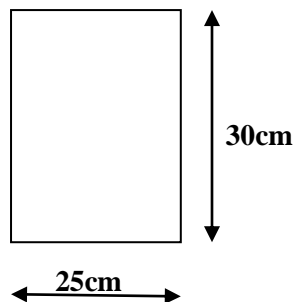
-la largeur de la poutre est :

$0,4 \times ht \leq b \leq 0,7 \times ht$

$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$

$12 \leq b \leq 21$

→ **b = 25cm**



**Figure. II.5. Dimensions de la poutre de chaînage II.**

\*vérification relatives aux exigences du RPA (ART7.5.1)

$b \geq 20\text{cm}$  .....  $25 \geq 20\text{cm}$  (**Condition vérifiée**).

$ht \geq 30\text{cm}$ .....  $30 \geq 30\text{cm}$  (**Condition vérifiée**).

$ht/b \leq 4$  .....  $30/25 = 1,2 < 4$  (**Condition vérifiée**).

**e) Poutres palière:**

-la longueur de la poutre  $L_{\max} = 300 - 25$

$L_{\max} = 275\text{cm}$

-la hauteur de la poutre est :

$275/15 \leq ht \leq 275/10$

$18,33 \leq ht \leq 27,5$

→ **ht = 30cm**

-la largeur de la poutre est :

$0,4 \times ht \leq b \leq 0,7 \times ht$

$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$

$12 \leq b \leq 21$

→ **b = 20cm**

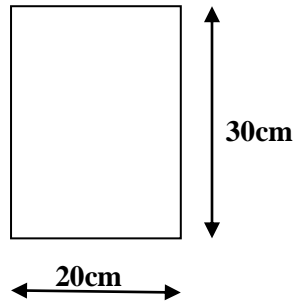


Figure. II.6. Dimensions de la poutre palière.

\*vérification relatives aux exigences du RPA (ART7.5.1)

$b \geq 20\text{cm}$  .....  $20 \geq 20\text{cm}$  (Condition vérifiée).

$ht \geq 30\text{cm}$  .....  $30 \geq 30\text{cm}$  (Condition vérifiée).

$ht/b \leq 4$  .....  $30/20 = 1,5 < 4$  (Condition vérifiée).

### II.1.3.les poteaux:

Ce sont des éléments verticaux en béton armée, de section généralement carré, rectangulaire ou circulaire, qui se composent d'armatures longitudinales (verticales) et transversales (horizontales) .Ils permettent la transmission des charges d'étage aux fondations.

Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'état limite de service (ELS) en compression simple, en considérant un effort (Ns) qui sera appliqué sur la section du poteau le plus sollicité en supposant que seul, le béton reprend l'effort normal, cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}} = \frac{G + Q}{\sigma_{bc}}$$

Avec :

S : section transversale du poteau.

Ns : effort de compression repris par le poteau.

G : charge permanente.

Q : surcharge.

$\sigma_{bc}$  : contrainte limite de service du béton en compression

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_c = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

Le RPA impose pour la zone ( IIa) la dimension transversale des poteaux suivants :

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$$

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

$h_e$  : hauteur libre d'étage

$$1/4 < b_1/h_1 < 4$$

II.1.4.les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autres parts à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Leur dimensionnement sera conforme au règlement **RPA99(ART.7.7.1)**.

Les voiles doivent satisfaire la condition :

**$L_{min} \geq 4a$**  dans le cas contraire seront considérés des éléments linéaires.

L'épaisseur du voile « a » sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage « he » et de la rigidité aux extrémités, l'épaisseur minimale des voiles est :  **$a_{min} \geq 15cm$**

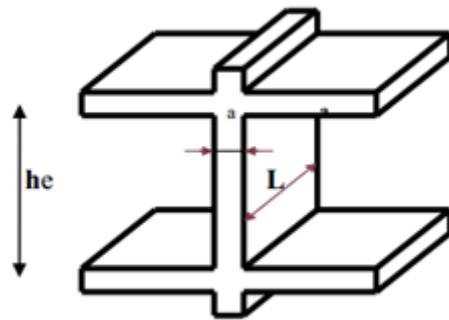


Figure. II.7.Coupe de voile en élévation.

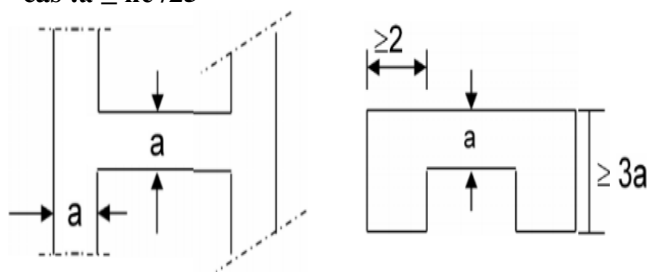
L : longueur du voile

a : l'épaisseur du voile

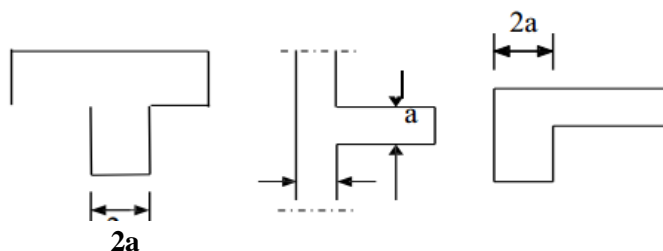
he : hauteur d'étage

- Epaisseur des voiles:

- 1<sup>er</sup> cas :  $a \geq he / 25$



- 2<sup>eme</sup> cas :  $a \geq he / 22$



- 3<sup>eme</sup> cas :  $a \geq he / 20$

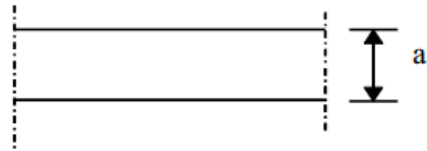


Figure. II.8. Coupe du voile en plan.

Pour le cas de notre étude :  $a \geq h_e / 20$

On a :

$h_e = h - ep$  ou :  $ep$  : hauteur du plancher = 20cm

▪ **Pour le sous-sol**

$h_e = h - ep = 306 - 20 = 286\text{cm}$

$a \geq h_e / 20 = 286 / 20 = 14,3\text{cm}$

▪ **Pour RDC**

$h_e = h - ep = 408 - 20 = 388\text{cm}$

$a \geq h_e / 20 = 388 / 20 = 19,4\text{cm}$

▪ **Pour étage courant :**

$h_e = h - ep = 306 - 20 = 286\text{cm}$

$a \geq h_e / 20 = 286 / 20 = 14,3\text{cm}$

On opte pour tous les voiles une épaisseur  $e = 20\text{cm}$ .

❖ **Vérification :**

On doit vérifier que  $L \geq 4e$

$L = 100\text{cm} \geq 4 \times 20 = 80\text{cm} \dots \dots \dots$  Vérifiée.

**II.2. Détermination des charges et surcharges : (DTR B.C 2.2)**

• **Charges permanentes (G) :**

A) **les planchers :**

a- **plancher terrasse inaccessible :**

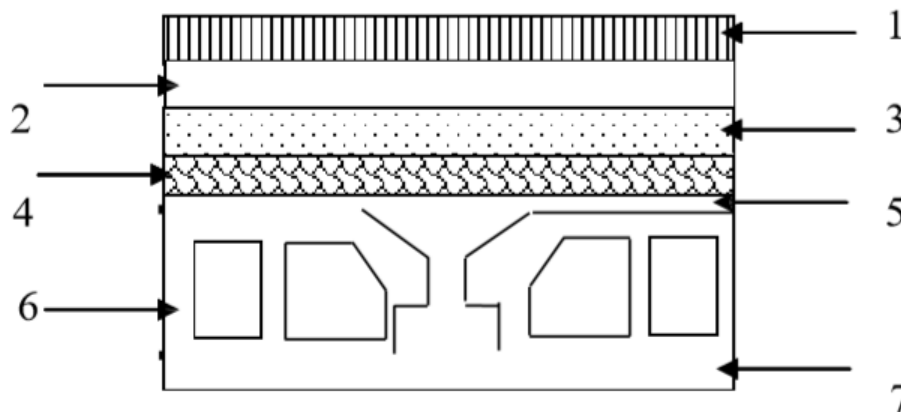


Figure. II.9 .Coupe du plancher terrasse inaccessible.

On a la charge  $G = P \times e$   
 P : poids volumique  
 e : épaisseur du plancher

Tableau II.1. Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible.

Couche	Nature de la couche	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Charge G (KN/m <sup>2</sup> )
1	couche de gravillon	0.05	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	0.02	06	0,12
3	Béton en forme de pente 2%	0.07	22	1,54
4	Par vapeur (feuille de polyane)	/	0.01	0,01
5	Isolation thermique en (liège)	0.04	04	0,16
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2,80
7	Enduit sous plafonds en plâtre	0.02	10	0,20
Charge permanente totale $G_t=5,68$ (kN /m <sup>2</sup> )				

b-plancher d'étage courant :

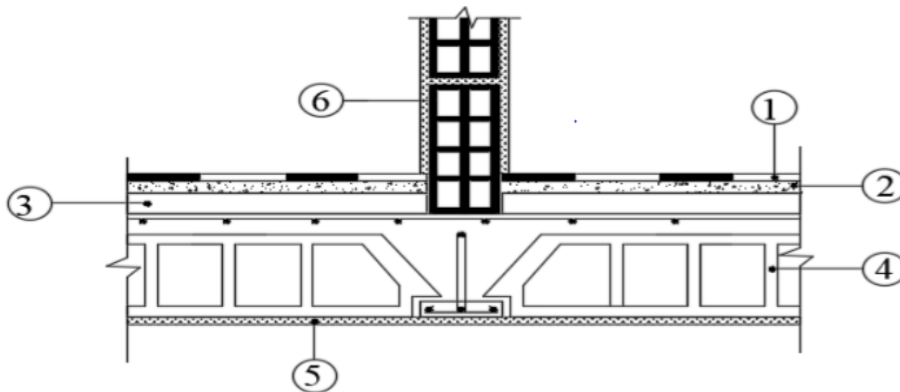


Figure. II.10. Coupe du plancher d'étage courant.

Tableau II.2. Caractéristiques des éléments du plancher étage courant.

couche	Nature de la couche	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN /m <sup>3</sup> )	Charge G (kN /m <sup>2</sup> )
1	Revêtement de carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher en corps creux	0,20	14	2.80
5	Enduit sous plafond en plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloison de séparation	0,10	09	0,90
Charge permanente totale $G_t=5,10$ (KN/m <sup>2</sup> )				

B) maçonnerie :

- Murs extérieurs :

C'est une double cloison en brique creuse de 25cm d'épaisseur (10+5+10).

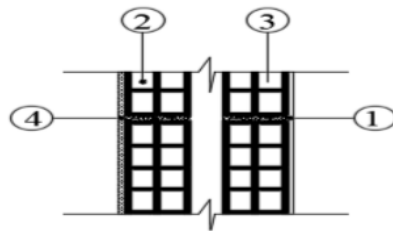


Figure . II.11.Coupe verticale d'un mur extérieur.

Tableau . II.3.charge permanente des murs extérieurs.

N°	Nature de la couche	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge G (KN /m <sup>2</sup> )
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
2	Brique creuse ×2	0,10×2	09	1,8
3	L'âme d'aire	0,05	/	/
4	Enduit en ciment	0,02	18	0,44
Charge permanente total <b>Gt=2,36 (KN/m<sup>2</sup>)</b>				

- Murs intérieurs :

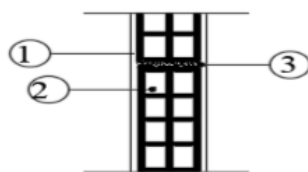


Figure . II.12.Coupe verticale d'un murs exterieure.

Tableau. II.3.charge permanente des murs intérieurs.

N°	Nature de la couche	Epaisseur (m)	Poids volume (KN/m <sup>3</sup> )	Charge G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
2	Brique creuse	0,10	9	0,9
3	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente total <b>Gt =1,3(KN/m<sup>2</sup>)</b>				

## C- Dalle pleine :

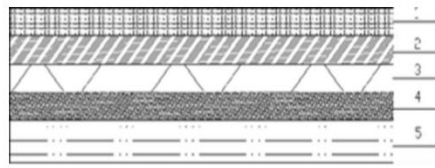


Figure. II.13.Coupe verticale de la dalle pleine.

Tableau. II.4.caractéristiques des éléments de la dalle pleine.

N°	Nature de la couche	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	22	0,44
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine en béton armé	0,15	25	3,75
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente total <b>Gt=5,19</b>				

- **Surcharges (Q) :**

Les surcharges sont données par le **DTR B.C.2.2** dans le tableau suivant :

Tableau. II.5.Surcharges d'exploitation des différents éléments secondaires.

Eléments	Surcharge (Q) (KN/m <sup>2</sup> )
Acrotère	1,00
Plancher terrasse inaccessible	1,00
Plancher étage courant	1,50
Plancher RDC (usage habitation)	1,50
Plancher sous-sol (usage habitation et commerce)	3,50
Balcon	3,50
Escalier	2,50

D-L'acrotère :

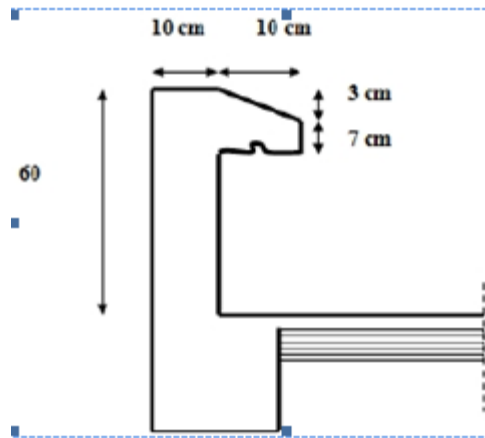


Figure. II.14.Coupe verticale de l'acrotère :

Calcul de son poids propre avec :

$$\rho = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$G = \rho b \times S$$

$$G = 25[(0.6 \times 0.10) + (0.10 \times 0.07) + (0.03 \times 0.10 / 2)]$$

$$G = 1,712 \text{ KN/ml}$$

### II.3-Charge et surcharge revenant au poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est C2.

a-Surface d'influence :

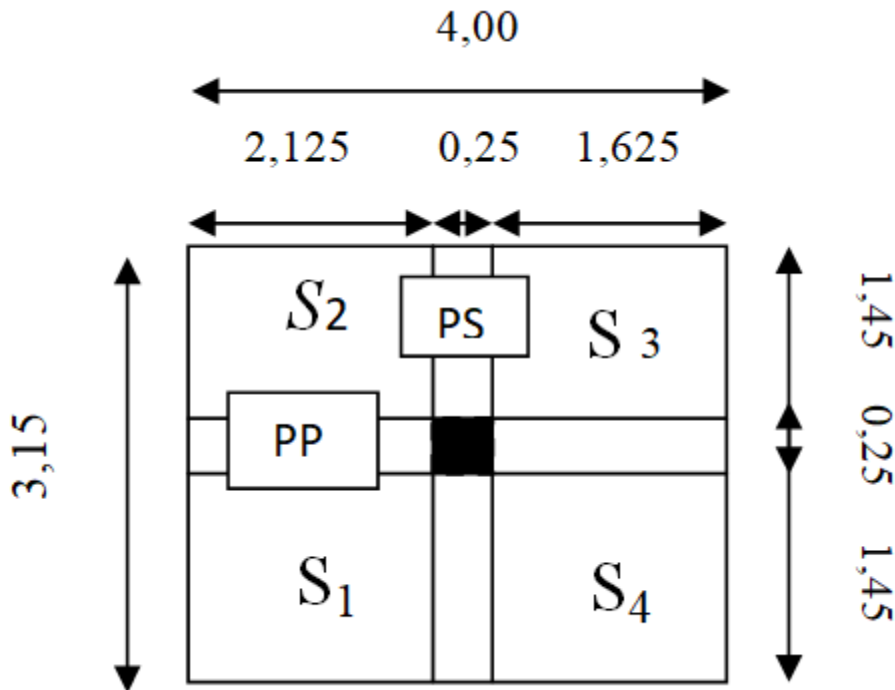


Figure . II.15.Surface d'influence.

- **Surface nette : [section sans poutres].**

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

$$S = (2.125 \times 1.45) + (2.125 \times 1.45) + (1.625 \times 1.45) + (1.625 \times 1.45)$$

$$S = 3.08125 + 3.08125 + 2.35625 + 2.35625$$

$$S = 10.875 \text{ m}^2$$

- **Surface brute:**

$$S = 4 \times 3.15 = 12.6 \text{ m}^2$$

**b-Descente de charge:**

La descente de charge est obtenue en déterminant les efforts dans la structure, depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

- **Détermination du poids propre des éléments :**

Avec :  $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

- Poids revenant à chaque plancher  $p = G \times S$  :

Plancher	Surface d'influence S (m <sup>2</sup> )	Charges G (KN/m <sup>2</sup> )	Charges permanentes du plancher P (KN)
Terrasse	10.875	5.68	$P = S \times G = 61.77$
Etage courant	10.875	5.10	$P = S \times G = 55.46$

- Poids des poutres :

Poutres	Charges permanentes des poutres P $G = b \times h \times L \times \rho$	Charges permanentes des poutres P $G = b \times h \times L \times \rho$
Principales	$G_{pp} = (0,3 \times 0,35) \times 3,75 \times 25 = 9,84 \text{ KN}$	P total=15,27KN
Secondaires	$G_{ps} = (0,25 \times 0,30) \times 2,9 \times 25 = 5,43 \text{ KN}$	

- Poids du poteau C2 :

Pour le poids propre du poteau on utilisera la section minimale du RPA pour la zone

II a à savoir (25x25) cm<sup>2</sup>

a =25cm

b =25cm

$$P_{pot} = (a \times b) \times h_{pot} \times \rho$$

- Poids des poteaux sous-sol:

$$P_{pot} = (0,25 \times 0,25) \times 4,08 \times 25 = 6,375 \text{ KN.}$$

- Poids des poteaux des étages courants et le RDC :

$$P_{pot} = (0,25 \times 0,25) \times 3,06 \times 25 = 4,781 \text{ KN.}$$

- Surcharge :

-plancher terrasse :  $Q_0 = 1 \times 10,875 = 10,875 \text{ KN.}$

-plancher d'étage courant :  $Q_{etage} = 1,5 \times 10,875 = 16,313 \text{ KN.}$

$$Q_{etage} = Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4$$

-plancher RDC :  $Q_{RDC} = 1,5 \times 10,875 = 16,313 \text{ KN.}$

$$Q_{RDC} = Q_{etage} = Q_5.$$

-plancher sous-sol :  $Q_{sous\ sol} = Q_6 = 3,5 \times 10,875 = 38,063 \text{ KN.}$

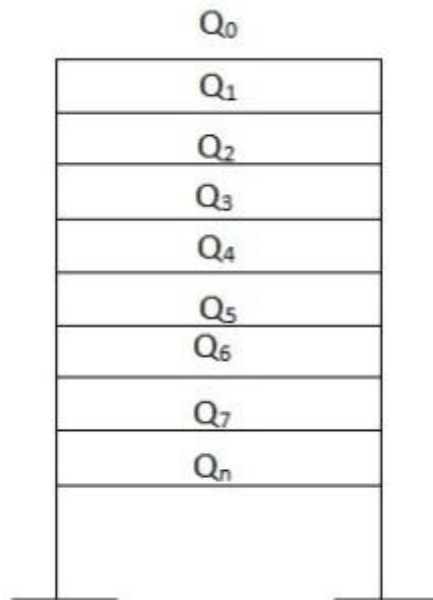
#### Loi de dégression des surcharges :

D'après le règlement DTR B. C.22, la loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes, le nombre minimum de niveau « n » pour tenir compte de cette loi est cinq. En raison du nombre d'étage qui compose le bâtiment étudiée  $n \geq 5$  ; on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges différentes.

Niveau	terrasse	8	7	6	5	4	3	2	1
Coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687

**Surcharges cumulées :**

- $Q_{Terrasse}=Q_0=10.875\text{KN}$ .
- $Q_0+Q_1=10.875 + 16.313 =27.188 \text{ KN}$ .
- $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)=10.875+ [0.95\times (16.313+16.313)]=41.87 \text{ KN}$ .
- $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)=10.875+ [0.9\times ([3\times 16.313)]=54.92\text{KN}$ .
- $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4) =10.875+ [0.85\times (4\times 16.313)]=66.339 \text{ KN}$ .
- $Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=10.875 + [0.80 \times (5\times 16.313)]=76.127 \text{ KN}$ .
- $Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)= 10.875 + [0.75\times (6\times 16.313) +38,063]= 112,831\text{KN}$ .



**Figure. II.16.Loi de dégression des surcharges.**

**Tableau II.6. Tableau récapitulatif de la descente de charge.**

Niveau	Charge permanentes G en (KN)					charges d'exploitations Q en (KN)			Section trouvée Cm <sup>2</sup>
	Poids des planches	Poids des poteaux	Poids des poutres	Poids total	G Cumulé	Q du plancher	Q cumulé	N=Gc+Qc	S≥Ns /σbc
Ter	61.77	00	15.27	77.04	77.04	10.875	10.875	87.915	58.61
4	55.46	4.781	15.27	75.51	152.55	16.313	27.188	179.738	119.825
3	55.46	4.781	15.27	75.51	228.06	16.313	41.87	269.93	179.953
2	55.46	4.781	15.27	75.51	303.57	16.313	54.92	358.49	238.993
1	55.46	4.781	15.27	75.51	379.08	16.313	66.339	445.419	296.946
RDC	55.46	4.781	15.27	75.51	454.59	16.313	76.127	530.717	353.811
Sous-sol	55.46	6.375	15.27	77.11	532.7	38.063	112.831	644.531	429.687

**II.2.4. Vérification de l'effort normal réduit : RPA99/version (Art 7.1.3.3)**

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations dues au séisme .l'effort normal de compression de calcul doit être limité par la condition suivante :

$$V = \frac{Nd}{Bc \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

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

Fc28 : est la résistance caractéristique du béton à 28 jours.

Tableau II.7.section des poteaux adoptés

Niveaux	Efforts normal N= Gc +Qc	Section brute	Section adoptée
	N(KN)	Bc (cm <sup>2</sup> )	Sadp (cm <sup>2</sup> )
Terrasse	87.915	117.22	35x35
4	179.738	239.65	35x35
3	269.93	359.91	40x40
2	358.49	477.99	40x40
1	445.419	593.89	45x45
RDC	530.717	707.62	45x45
Sous- sol	644.531	859 .37	45x45

**NB : les sections des poteaux adoptées dans ce chapitre risquent d’être modifiées prochainement pour les raisons suivantes :**

\*Si les sections de ferrailage sont importantes on est appelé a augmenter les sections du béton.

\*Si la période de vibration n’est pas vérifiée.

**a- Vérification relative aux coffrages :(RPA 99version 2003 / Art 7.4.1) :**

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (he) une seule fois, les dimensions de la section transversale des poteaux en zone II a doivent satisfaire les conditions suivantes :

1-  $\text{Min}(b, h) \geq 25$  [cm]

2-  $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$  Avec:  $h_e$ : est la hauteur libre de poteaux

3-  $1/4 < b/h < 4$

• **Poteau du sous sol (45× 45):**

1-  $\text{Min}(45, 45) \geq 25 \longrightarrow 45 > 25 \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

2-  $\text{Min}(45, 45) \geq h_e /20 \longrightarrow 45 > 408/20=20.4$  cm  $\dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

3-  $1/4 < b/h < 4 \longrightarrow 0.25 < 1 < 4 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

• **Poteau de RDC et étage courant 1 (45x45) :**

- 1-  $\text{Min}(45, 45) \geq 25 \longrightarrow 45 > 25 \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.
- 2-  $\text{Min}(45, 45) \geq h_e / 20 \longrightarrow 45 > 306/20 = 15.3 \text{ cm} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.
- 3-  $1/4 < b/h < 4 \longrightarrow 0.25 < 1 < 4 \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

• **Poteau d'étages 2.3 (40 x40):**

- 1-  $\text{Min}(40, 40) \geq 25 \text{ cm} \longrightarrow 40 > 25 \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.
- 2-  $\text{Min}(40, 40) \geq h_e / 20 \longrightarrow 40 > 306/20 = 15.3 \text{ cm} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.
- 3-  $1/4 < b/h < 4 \longrightarrow 0.25 < 1 < 4 \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

**Poteau d'étages 4.5 (35 x35):**

- 1-  $\text{Min}(35, 35) \geq 25 \text{ cm} \longrightarrow 35 > 25 \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.
- 2-  $\text{Min}(35, 35) \geq h_e / 20 \longrightarrow 35 > 306/20 = 15.3 \text{ cm} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.
- 3-  $1/4 < b/h < 4 \longrightarrow 0.25 < 1 < 4 \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

**b- Verification au flambement:**

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

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

$\lambda$  : Elancement du poteau.

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

$l_0 = h_e$ : hauteur libre du poteau

$i$  : Rayon de giration ( $i = \sqrt{I/B}$ )

$I$  : Moment d'inertie du poteau :  $I = bh^3 / 12$ )

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

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\left(\frac{I}{B}\right)}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\left(\frac{bh^3}{12}\right)}} = \frac{0,710\sqrt{12}}{h} = 2,42 \frac{l_0}{h}$$

• **Pour le sous-sol (45x 45) :**

$$\lambda = 2.42 \times (4.08/0.45) = 21.94 < 50 \dots\dots\dots$$
 vérifiée.

• **Pour le RDC et étage courant 1 (45x45) :**

$$\lambda = 2.42 \times (3.06/0.45) = 16.46 < 50 \dots\dots\dots$$
 Vérifiée.

• **Pour les étages (2.3) de poteau (40x 40) :**

$$\lambda = 2.42 \times (3.06/0.40) = 18.51 < 50 \dots\dots\dots$$
 vérifiée.

• **Pour les étages (4.5) de poteau (35x35) :**

$$\lambda = 2.42 \times (3.06/0.35) = 21.16 < 50 \dots\dots\dots$$
 vérifiée.

**Conclusion :**

Après avoir fait les calculs nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

-Hauteur de plancher :  $ht=20\text{cm}$ , soit un plancher de  $(16+4)\text{ cm}$ .

Les dimensions des poutres retenues sont :

- poutres principales  $(30\times35)\text{ cm}^2$ .
- poutres secondaires  $(25\times30)\text{ cm}^2$ .
- poutre de chaînage I  $(20\times30)\text{ cm}^2$ .
- poutre de chaînage II  $(25\times30)\text{ cm}^2$ .
- poutre palière  $(20\times30)\text{ cm}^2$ .

-Section des poteaux retenus sont :

$(45\times45)\text{ cm}^2$  pour Sous-sol, RDC et 1er étage.

$(40\times40)\text{ cm}^2$  pour étages (2.3).

$(35\times 35)\text{ cm}^2$  pour étages (4.5).

-Epaisseur des voiles de  $20\text{ cm}$ .

-Epaisseur des dalles pleines de  $15\text{ cm}$ .

### III.1 L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé, destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse. Il est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de plancher terrasse soumise à un effort normal «N» dû à son poids propre et un effort latéral «Q» dû à la main courante, provoquant un moment de renversement «M» au niveau de la section d'encastrement, le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de largeur unitaire (1m).

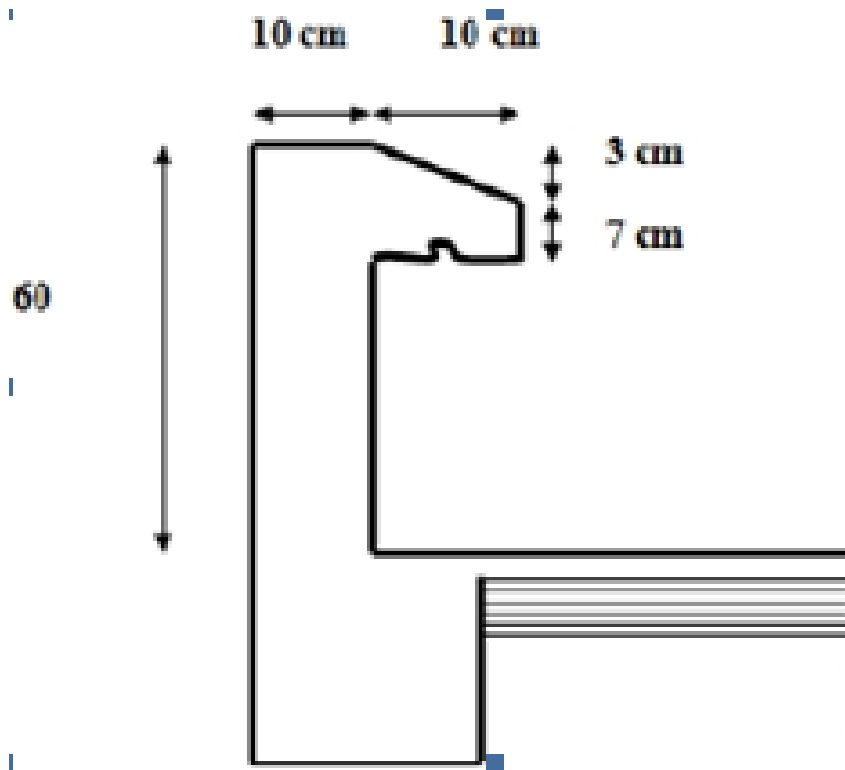


Figure III.1 : Coupe verticale de l'acrotère

#### III.1.1 Calcul des sollicitations a la base pour une bande unitaire :

**Poids propre de l'acrotère:**  $G = 1,712 \text{ KN/ml}$  (chapitre II)

**Surcharge:**  $Q = 1,00 \text{ (KN/ml)}$

**Effort normal dû au poids propre G:**  $N = G \times 1\text{ml} = 1,712\text{KN}$

**Effort tranchant dû à la surcharge Q:**  $T = Q \times 1\text{ml} = 1\text{KN}$

**Moment fléchissant max dû à la surcharge Q :**  $M = Q \times H \times 1\text{ml} = 1 \times 0,6 \times 1\text{ml} = 0,6 \text{ KN.m}$

➤ **Diagramme des efforts internes (M, N, T)**

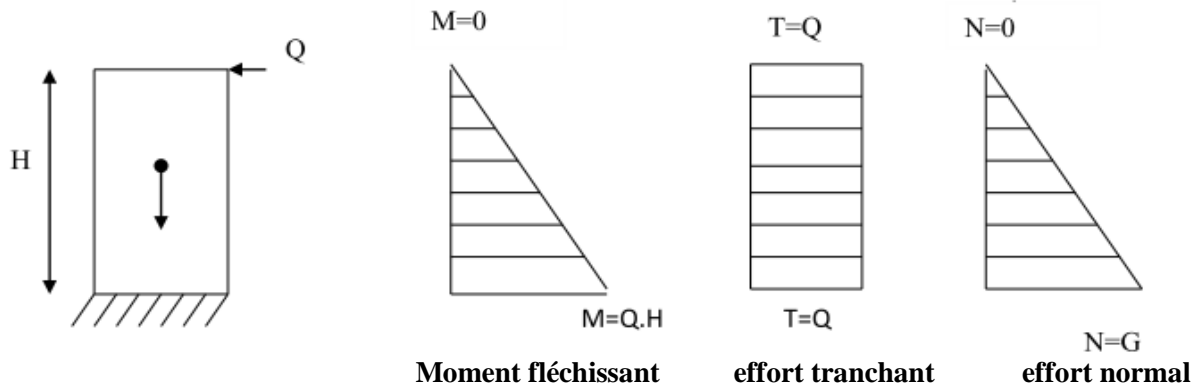


Figure III.2 : Diagramme des efforts interne

### III.1.2 Combinaisons des charges

a) **Etat limite ultime :**

Effort normal de la compression..... $N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.712 = 2.311$  KN

Effort tranchant ..... $T_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5$  KN

Moment de renversement ..... $M_u = 1.5M = 1.5 \times 0.6 = 0.9$  KN.m

b) **Etat limite de service**

Effort normal de compression..... $N_s = N = 1,712$  KN

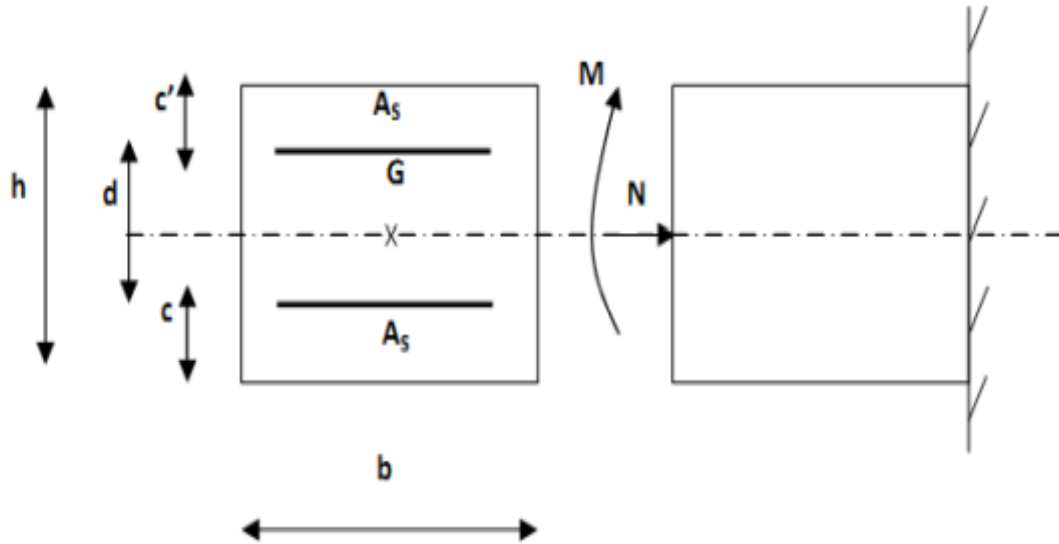
Effort tranchant ..... $T_s = T = 1$  KN

Moment de renversement ..... $M_s = M = 0,6$  KN.m

### III.1.3 Ferrailage de l'acrotère :

Pour le calcul, on considère une section rectangulaire soumise à la flexion composée, Le calcul s'effectue à L'ELU puis la vérification à L'ELS.

Pour déterminer les armatures, on procède par la méthode de calcul en flexion composé, Pour ce faire, on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif «  $M_f$  » afin de déterminer les armatures fictives «  $A_f$  », puis en flexion composé pour déterminer les armatures réelles «  $A$  » .



**Figure III.1.3 : Section rectangulaire soumise a la flexion composée.**

Avec :

$h$  : épaisseur de la section = 10cm

$b$  : largeur de la section = 100cm

$c$  : enrobage = 2cm

$d = h - c$  : hauteur utile = 10 - 2 = 8cm

$M_f$  : moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

**a) Calcul des armatures à l'ELU :**

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9 \times 10^2}{2,311} = 39 \geq \left( \frac{h}{2} - c \right) = \frac{10}{2} - 2 = 3$$

$$e_u = 39 \geq 3$$

→ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures,  $N$  est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (SPC), elle sera calculée en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif, puis se ramène à la flexion composée.

- **Section d'armatures en (flexion simple) :**

- **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g$$

$g = e_u + \frac{h}{2} - c$  : distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armatures

$$M_f = N_u \times \left( e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 2,311 \times (0,39 + 0,05 - 0,02) = 0,971 \text{ KN.m}$$

- **Moment réduit**

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,971 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,011$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_{b \times 0}} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.011 < \mu l = 0.392 \longrightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0.011 \longrightarrow \beta = 0.995$$

- **Armatures fictives :**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

Avec:

$\sigma_{st}$  : La contrainte limite d'élasticité de l'acier.

$$A_f = \frac{M_f}{d \cdot \beta \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.971 \cdot 10^3}{8 \times 0.995 \times 348} = 0.351 \text{ cm}^2$$

• **Armatures réelles (flexion compose) :**

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.351 - \frac{2.311 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.285 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.285 \text{ cm}^2$$

**b) Vérification à l'ELU:**

**1. Vérification de la condition de non fragilité : (Art A-4.2.1/BAEL 91 modifié 99).**

$$A_s \geq A_{min}$$

$$\text{Avec : } A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \cdot d (e_s - 0.455d)}{f_e (e_s - 0.185d)}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPA}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.712} = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 100.8 (35 - 0.455 \times 8)}{400 (35 - 0.185 \times 8)} = 0.904 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_s = 0.285 \text{ cm}^2 \\ A_{min} = 0.904 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_s \leq A_{min} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

→ Le ferrailage se fera avec la section minimale

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

- **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.505 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement de : **St = 25 cm.**

**2. Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1.1).**

La fissuration est préjudiciable, donc :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \text{ MPA} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right\} \text{ MPA} \end{array} \right.$$

Avec :

$\tau_u$  : contrainte de cisaillement

$V_u$  : effort tranchant

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{1.5 \cdot 10^3}{1000 \times 80} = 0.0188 \text{ MPA} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 4 \right\} \text{ MPA} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \tau_u = 0.0188 \text{ MPA} \\ \bar{\tau}_u = \min \{ 2.5 ; 4 \} = \{ 2.5 \text{ MPA} \} \end{array} \right.$$

$$\longrightarrow \tau_u = 0.0188 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA}$$

→ La condition est vérifiée donc pas de risque de cisaillement (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

### 3. Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres : (BAEL91 modifié 99/Art A.6.1.3)

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

Avec :

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

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28}$$

$\psi_s$  : Coefficient de scellement droit  $\psi_s = 1.5$  (HA)

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 8 \times 10.048} = 0.207 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 0.207 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA}$$

→ **Condition vérifiée.** Donc Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

### 4. Espacement des barres (Art A.4.5,33/ BAEL 91 modifié 99).

-Armatures principales :  $St \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$ . Soit  $St = 25 \text{ cm}$ .

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

### 5. Ancrages des barres verticales

La longueur de scellement droit est :  $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{se}}$

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_{se}} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.219 \text{ cm}$$

Avec:  $\tau_s = 0.6 \psi s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$ .

La longueur de recouvrement est :  $L_c = 0.4 L_s$

$L_c = 0.4 \times 28.219 = 11.29 \text{ cm} \longrightarrow$  soit un crochet de 15cm.

### 6. Vérifications à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries et aux agents agressifs, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable. Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

- **Vérification des contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

On a:

des aciers HA  $\geq 8 \text{ mm}$

F<sub>e</sub>E400

$\eta = 1.6$  fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = \min (266.67 ; 201.63) \longrightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

Valeur de  $\beta_1$  :

$$\rho = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251 \longrightarrow \beta_1 = 0.921 \longrightarrow k = 48.29$$

$$\sigma_s = \frac{600}{0.921 \times 8 \times 2.01} \longrightarrow \sigma_s = 40.51 \text{ MPa}$$

$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} > \sigma_s = 40.51 \text{ MPa} \longrightarrow$  **Condition vérifiée.**

- **Contraintes dans le béton:**

On doit vérifier que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \cdot \sigma_{st} = \frac{1}{48.28} \cdot 40.51 = 0.85 \text{ MPa}.$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow$  **Condition est vérifiée.** Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

- **Vérification au séisme :**

Selon (RPA99/Vers 2003), la force horizontale agissant sur l'acrotère est calculée suivant la formule :  **$F_p = 4 \alpha \times C_p \times W_p$  (RPA99 / article 6.2.3).**

Avec :

A: Coefficient d'accélération de zone obtenu a partir du tableau (4-1) du RPA99

Pour notre cas : Groupe d'usage 2, zone IIa

$$A = 0.15$$

$C_p$ : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 (Tableau 6-1 de RPA99)

Pour notre cas :  $C_p = 0.8$

$W_p$ : Poids de l'élément considéré ( $W_p = G = 1.712 \text{ KN/ml}$ )

$$\rightarrow F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.712 = 0.822 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0.822 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

### Conclusion

La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal  $Q = 1 \text{ KN/m}$  supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile.

**Tableau III.1: ferrailage adopté**

Armatures	Ferraillages	Espacements
Armature principale	4HA8 = 2.01cm	25 cm
Armature de répartition	4HA8 = 2.01 cm <sup>2</sup>	25 cm

III-4.Plans de ferrailage de l'acrotère :

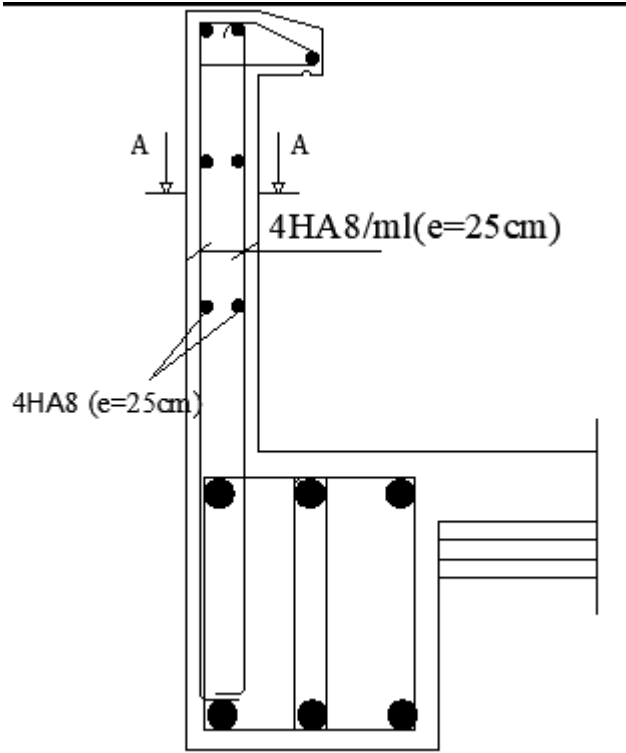


Figure III1.4.Coupe verticale de l'acrotère.

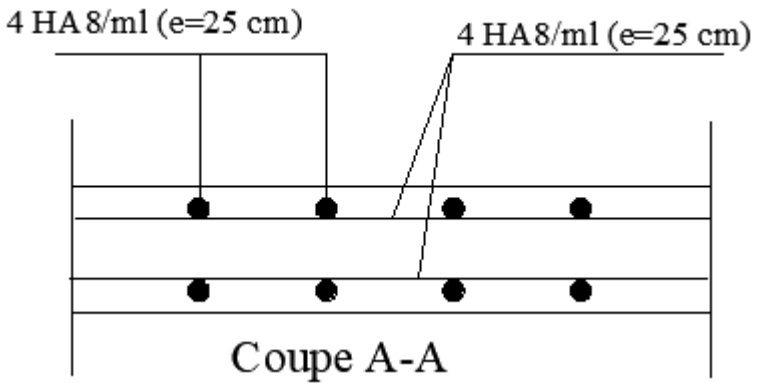


Figure III1.5.Coupe horizontale de l'acrotère.

## III.2. Planchers à corps creux :

### III.2.1. Introduction :

Le plancher est constitué de corps creux et de la dalle de compression (16+4), reposant sur des poutrelles préfabriquées espacées de 65cm, ces dernières sont disposées dans le sens de la petite portée.

### III.2.2. Calcul de la dalle de compression :

La table de compression de 4 cm d'épaisseur est coulée sur place, elle sera armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TS 520) ayant pour but de :

- Limiter les risques de fissurations par retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Le treillis soudé doit satisfaire les conditions suivantes : **BAEL 91 modifié 99(Art B.6.8.423)**

-Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser :

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

#### III.2.2.1. Calcul des armatures :

##### a- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $A_{\perp} = 4\text{HA5} = 0.78\text{cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement  $St = 25 \text{ cm}$ .

Avec :

L : Entre axes des poutrelles (50 cm < l < 80 cm).

$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa)

##### b-Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.79}{2} = 0.39 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{//} = 4\text{HA5} = 0.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement  $St = 25\text{cm}$

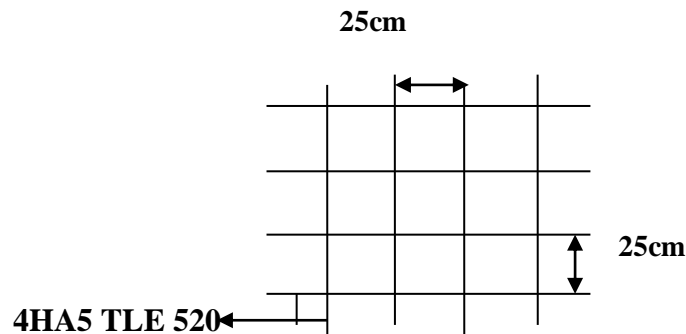


Figure.III.2.1.Treillis soudés

### III.2.3.Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément réparties, et le calcul ce fait en deux étapes :

Avant le coulage de la dalle de compression

Après coulage de la dalle de compression.

#### III.2.3.1.Avant le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera considérée comme étant simplement appuyée à ses deux extrémités, Elle travaille en flexion simple et doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier.

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

Poids propre du corps creux :  $0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$ .

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

$G = G1 + G2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{KN/ml}$ .

**Charge permanente  $G = 0.74 \text{KN/ml}$ .**

**Surcharge  $Q = 1 \text{KN/ml}$ .**

#### ❖ Ferrailage à L'ELU :

le calcul se fera pour la travée la plus défavorable ( $L=3.15\text{m}$ ).

#### a-Combinaison de charge :

A l'ELU :  $q_u = 1,35 G + 1.5 Q = 1.35 (0.74) + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$

## ❖ Calcul du moment isostatique :

## - Moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.15^2}{8} = 3.10 \text{ KN.m}$$

## - Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2.5 \times 3.15}{2} = 3.94 \text{ KN}$$

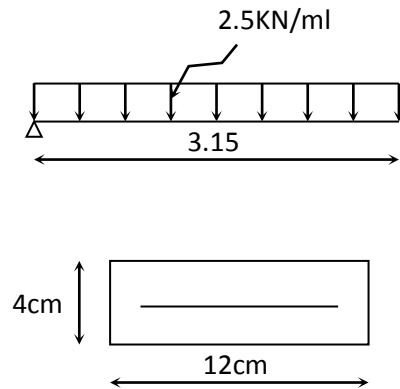


Figure III.2.2. Schéma statique de la poutrelle

## c- Calcul des armatures :

$$c = 2 \text{ cm}$$

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

Avec :

c : l'enrobage.

h : la hauteur utile.

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3.10 \times 10^3}{12 \times 4 \times 14.2} = 4.55$$

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

$$\mu = 4.55 > \mu_{id} = 0.392 \longrightarrow \text{Section doublement armée (SDA).}$$

**Remarque :**

Sachant que la hauteur de la poutrelle est de 4cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaires afin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges aux quelles elles sont soumises avant coulage.

## ✓ Calcul de la distance entre les étais :

Calcul du moment limite qui correspond à une SSA

$$M_1 = \mu_{id} \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0.392 \times 120 \times 20^2 \times 14.2 \times 10^{-6}$$

$$M_1 = 0.27 \text{ KN.m.}$$

Donc, la longueur max entre appui pour avoir une SSA.

$$L_{\max} = \sqrt{\frac{8 \times M_1}{q_u}} = \sqrt{\frac{8 \times 0.27}{2.5}} = 0.93 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 0.93\text{m}$$

### III.2.3.2. Après coulage de la dalle de compression :

Dans ce cas, la poutrelle sera calculée comme une poutre en T reposant sur plusieurs appuis et encastrée partiellement à ses deux extrémités, Elle supporte en plus de son poids propre celui du corps creux et de la dalle de compression, ainsi que les surcharges.

#### ➤ Charges et surcharges :

##### - Plancher sous-sol :

$$G = 5.10 \times 0.65 = 3.315 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 3.5 \times 0.65 = 2.275 \text{ KN/ml}$$

##### - Plancher étage courant et RDC :

$$G = G_p \times b = 5.10 \times 0.65 = 3.315 \text{ KN/ml}$$

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

##### - Plancher terrasse :

$$G = 5.68 \times 0.65 = 3.692 \text{ KN/ml}$$

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

#### Remarque :

On remarque que le chargement du plancher sous-sol est le plus défavorable. Donc on l'utilisera pour le calcul du ferrailage.

#### ➤ Combinaison d'action :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.315 + 1.5 \times 2.275 = 7.89 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 3.315 + 2.275 = 5.59 \text{ KN/ml}$$

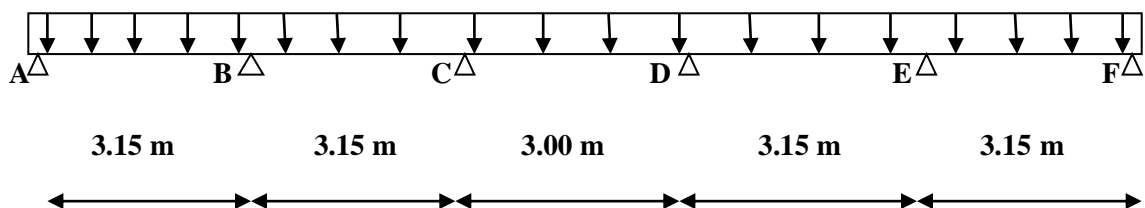


Figure III.2.3. Schéma statique de la poutre continue reposant sur 6 appuis.

#### ❖ Choix de la méthode de calcul :

La détermination des efforts internes peut être effectuée à l'aide des méthodes usuelles tels que :

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

### 1- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

#### BAEL91modifié 99 (Art B.6.2.210)

a)  $Q = 3.5 \text{ KN/ml} \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN/ml} \}$

$$2 \times G = 2 \times 5.10 = 10.20 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 3.5 \leq \max \{10.20 ; 5\} = 10.20 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

b) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes Travées. .... **Condition est vérifiée.**

c) Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{315}{315} = 1 \leq 1,25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{315}{300} = 1.05 \leq 1,25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{300}{315} = 0.95 \leq 1,25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{315}{315} = 1 \leq 1,25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) La fissuration est considérée comme non préjudiciable. .... **Condition est vérifiée.**

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

### 2- Principe de la méthode:

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

#### a- Exposé de la méthode :

Le principe de la méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et en appui à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale de moment fléchissant en travée. Celle-ci étant supposée de même portée libre, et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{avec} \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$M_0$  : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

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

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

$q$  : charge uniformément répartie.

$M_w$  et  $M_e$  respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

$M_t$  : le moment maximal pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

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

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

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée de rive.}$$

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

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

#### b- Calcul des coefficients :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{2.275}{3.315 + 2.275} = 0.41$$

$$1 + 0.3 \alpha = 1.123$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.562$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.662$$

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

#### c- Calcul des moments isostatiques :

$$\text{Travée AB : } M_{0AB} = \frac{q_u l_{AB}^2}{8} = \frac{7.89 \times 3.15^2}{8} = 9.79 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Travée BC : } M_{0BC} = \frac{q_u l_{BC}^2}{8} = \frac{7.89 \times 3.15^2}{8} = 9.79 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Travée CD : } M_{0CD} = \frac{q_u l_{CD}^2}{8} = \frac{7.89 \times 3.00^2}{8} = 8.88 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Travée DE : } M_{0DE} = \frac{q_u l_{DE}^2}{8} = \frac{7.89 \times 3.15^2}{8} = 9.79 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Travée EF : } M_{0EF} = \frac{q_u l_{EF}^2}{8} = \frac{7.89 \times 3.15^2}{8} = 9.79 \text{ KN/ml.}$$

**d- Calcul des moments aux appuis :**

$$M_A = 0.3 M_{0AB} = 0.3 \times 9.79 = 2.937 \text{ KN.m.}$$

$$M_B = 0.5 \max (M_{0AB} ; M_{0BC}) = 0.5 \times 9.79 = 4.895 \text{ KN.m.}$$

$$M_C = 0.4 \max (M_{0BC} ; M_{0CD}) = 0.4 \times 9.79 = 3.916 \text{ KN.m.}$$

$$M_D = 0.4 \max (M_{0CD} ; M_{0DE}) = 0.4 \times 9.79 = 3.916 \text{ KN.m.}$$

$$M_E = 0.5 \max (M_{0DE} ; M_{0EF}) = 0.5 \times 9.79 = 4.895 \text{ KN.m.}$$

$$M_F = 0.3 M_{0EF} = 0.3 \times 9.79 = 3.729 \text{ KN.m.}$$

**e- Calcul des moments en travée:**

➤ **Etude des travées de rives (AB, EF):**

$$M_t \geq \left\{ \max \left[ (1.05M_{01}) ; (1 + 0.3\alpha)M_{01} \right] - \frac{M_w + M_e}{2} \right\}$$

$$M_t \geq \max (10.28 ; 10.99) - \frac{2.937 + 4.895}{2}$$

$$M_t = 7.074 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.662 \times 9.79 = 6.481 \text{ KN.m}$$

$$\text{Soit : } M_{tAB} = M_{tEF} = 7.074 \text{ KN.m.}$$

➤ **Etude des travées intermédiaires (BC, DE):**

$$M_t \geq \left\{ \max \left[ (1.05M_{02}) ; (1 + 0.3\alpha)M_{02} \right] - \frac{M_w + M_e}{2} \right\}$$

$$M_t \geq \max (10.28 ; 10.99) - \frac{4.895 + 3.916}{2}$$

$$M_t = 6.585 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{02} = 0.562 \times 9.79 = 5.50 \text{ KN.m}$$

$$\text{Soit : } M_{tBC} = M_{tDE} = 6.585 \text{ KN.m.}$$

➤ **Etude de la travée intermédiaire CD :**

$$M_t \geq \left\{ \max \left[ (1.05M_{03}) ; (1 + 0.3\alpha)M_{03} \right] - \frac{M_w + M_e}{2} \right\}$$

$$M_t \geq \max (9.324 ; 9.972) - \frac{3.916 + 3.916}{2}$$

$$M_t = 6.056 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{03} = 0.562 \times 8.88 = 4.99 \text{ KN.m}$$

Soit :  $M_{tCD} = 6.056 \text{ KN.m.}$

f) Calcul des efforts tranchant à l'ELU :

**Travée AB :**

$$V_A = \frac{qu l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = \frac{7.89 \times 3.15}{2} + \frac{-4.895 - (-2.937)}{3.15}$$

**$V_A = 11.805 \text{ KN.}$**

$$V_B = \frac{-qu l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = \frac{-7.89 \times 3.15}{2} + \frac{-4.895 - (-2.937)}{3.15}$$

**$V_B = -13.048 \text{ KN.}$**

**Travée BC :**

$$V_B = \frac{qu l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = \frac{7.89 \times 3.15}{2} + \frac{-3.916 - (-4.895)}{3.15}$$

**$V_B = 12.738 \text{ KN.}$**

$$V_C = \frac{-qu l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = \frac{-7.89 \times 3.15}{2} + \frac{-3.916 - (-4.895)}{3.15}$$

**$V_C = -12.116 \text{ KN.}$**

**Travée CD :**

$$V_C = \frac{qu l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = \frac{7.89 \times 3.00}{2} + \frac{-3.916 - (-3.916)}{3.00}$$

**$V_C = 11.835 \text{ KN.}$**

$$V_D = \frac{-qu l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = \frac{-7.89 \times 3.00}{2} + \frac{-3.916 - (-3.916)}{3.00}$$

**$V_D = -11.835 \text{ KN.}$**

**Travée DE :**

$$V_D = \frac{qu l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = \frac{7.89 \times 3.15}{2} + \frac{-4.895 - (-3.916)}{3.15}$$

**$V_D = 12.116 \text{ KN.}$**

$$V_E = \frac{-qu l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = \frac{-7.89 \times 3.15}{2} + \frac{-4.895 - (-3.916)}{3.15}$$

**$V_E = -12.738 \text{ KN.}$**

**Travée EF :**

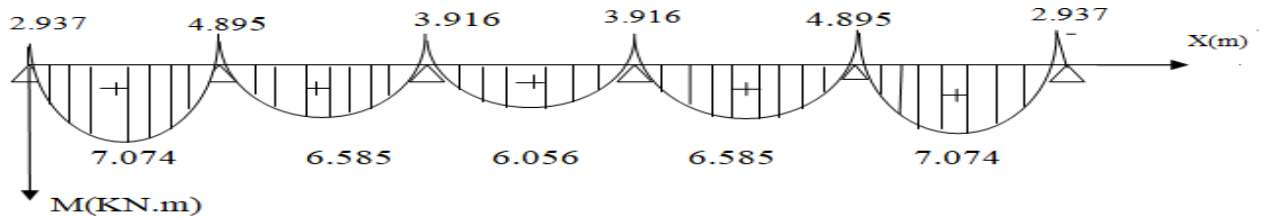
$$V_E = \frac{qu l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}} = \frac{7.89 \times 3.15}{2} + \frac{-2.937 - (-4.895)}{3.15}$$

**$V_E = 13.048 \text{ KN.}$**

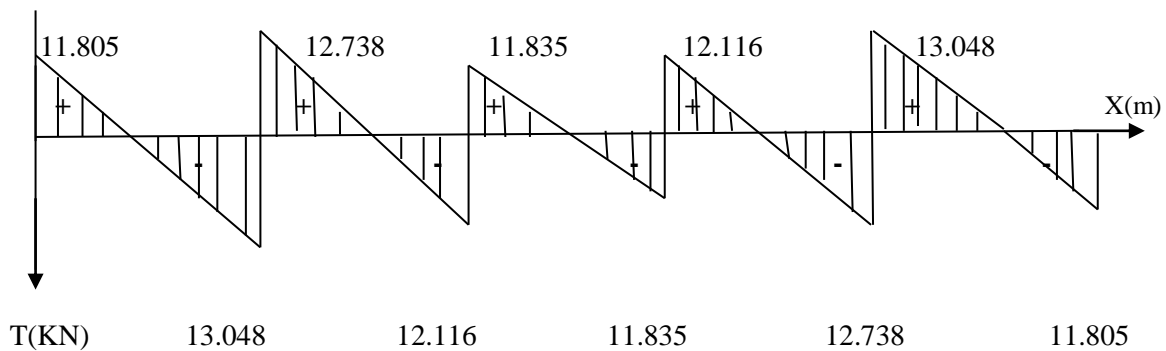
$$VF = \frac{-qu l_{EF}}{2} + \frac{MF-ME}{l_{EF}} = \frac{-7.89 \times 3.15}{2} + \frac{-2.937 - (-4.895)}{3.15}$$

**VF = - 11.805KN.**

➤ **Les diagrammes des moments fléchissants et efforts tranchants à l'ELU :**



**Figure.III.2.4. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU.**



**Figure.III.2.5. Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU.**

### III.2.4. Ferrailage à l'ELU

$M_{tmax} = 7.074 \text{KN.m}$

$M_a \text{ max} = 4.895 \text{KN.m}$

$T_{max} = 13.048 \text{KN}$

#### 1. Calcul des armatures longitudinales :

Si :  $M_{Tmax} < M_0$  → l'axe neutre est dans la table de compression

Si :  $M_{Tmax} > M_0$  → l'axe neutre est dans la nervure

$M_0$  : Le moment équilibre par la table de compression.

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$M_0 = f_{bc} \times b \times h_0 (d - 0.5h_0) = 14.2 \times 10^3 \times 0.65 \times 0.04 (0.18 - 0.5 \times 0.04)$$

$$M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_{tmax} = 7.074 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_{tmax} < M_0 \longrightarrow$  l'axe neutre est dans la table de compression, on aura à calculer une section rectangulaire ( $b \times h$ ) ( $65 \times 20$ ).

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7.074 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.024$$

$$\mu = 0.024 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$\mu = 0.024 \longrightarrow \beta = 0.988$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \gamma_{st}} = \frac{7.074 \times 10^3}{0.988 \cdot 18 \cdot 348} = 1.14 \text{ cm}^2$$

On adopte : **2HA12 = 2.26 cm<sup>2</sup>**

- **Aux appuis :**

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 de dimension ( $b_0 \times h$ ) ( $12 \times 20$ ) cm<sup>2</sup>.

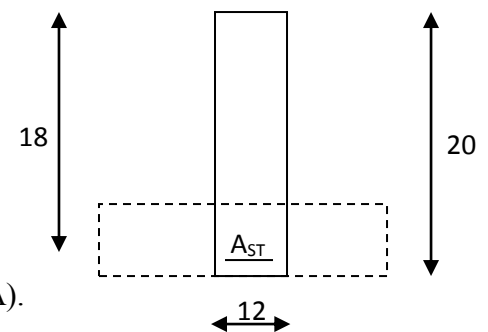
$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4.895 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.089$$

$$\mu = 0.089 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$\mu = 0.089 \longrightarrow \beta = 0.954$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \gamma_{st}} = \frac{4.895 \times 10^3}{0.954 \cdot 18 \cdot 348} = 0.82 \text{ cm}^2$$

On adopte : **2HA10 = 1.57 cm<sup>2</sup>**.



## 2. Calcul des armatures transversals BAEL91 modifiée 99 (Art A.7.2.2).

### a. Diamètre des barres:

Le diamètre minimal des armatures transversals est donné par:

$$\phi t \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \phi 1 \right\} = \left\{ 12 ; 5.7 ; 10 \right\}$$

$$\phi t = 0.57 \text{ cm}$$

$\phi t$ : Diamètre des armatures transversals.

$\phi t$ : Diamètre des armatures longitudinal.

Les armatures transversals seront réalisée par des terriers  $6\phi$  avec  $A_t = 2HA6 = 0.56 \text{ cm}^2$ .

#### b. Espacement des armatures BAEL91 modifié 99 (Art A.5.1.22).

$$St \leq \min \left\{ 0.9d, 40 \text{ cm} \right\} = \left\{ 0.9 \times 18, 40 \right\} = 16.2 \text{ cm.}$$

Donc :  $St \leq 16.2 \text{ cm}$ . On prend  $St = 15 \text{ cm}$ , la section d'armatures transversale doit vérifier la Condition suivante :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot St} \geq 0.4 \text{ MPa} \longrightarrow \frac{0.56 \times 400}{12 \times 15} = 1.24 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### Conclusion :

En travée :  $2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$ .

Aux appuis :  $2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$ .

Les armatures transversales :  $2HA6 = 0.56 \text{ cm}^2$ .

### III.2.5. Vérification à l'ELU

#### a. Condition de non fragilité BAEL91 modifié 99 (Art A.4.2.1).

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_t 28}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 65 \times 18 = 1.41 \text{ cm}^2.$$

Aux appuis :  $A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

En travées :  $A_t = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

#### b. Vérification aux cisaillement BAEL91 modifié 99 (Art A.5.1.1).

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_c 28}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{13.048 \times 10^3}{120.180} = 0.60 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right\} = \left\{ 3.33 ; 5 \right\} \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.60 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}.$$

→ **Condition vérifiée**, pas de risque de cisaillement.

**c. Condition d'adhérence et entrainement des barres BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.3).**

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 \cdot d \cdot \Sigma u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers HA).}$$

$$\tau_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}.$$

$$\Sigma u_i = n \cdot \varphi \cdot \pi$$

❖ **Aux appuis :**

$$\Sigma u_i = 2 \times 10 \times 3.14 = 62.8 \text{ cm} = 62.8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.048 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.28 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

→ Pas de risque d'entrainement des barres longitudinales.

❖ **En travée :**

$$\Sigma u_i = 2 \times 12 \times 3.14 = 75.36 \text{ cm} = 75.36 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.048 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 75.36} = 1.07 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

→ Pas de risque d'entrainement des barres longitudinales.

**d. Ancrage des barres BAEL91 modifié 99 (Art. A.6.1.21)**

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \cdot \Psi^2 \cdot s \cdot f_{t2} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.1 = 2.835 \text{ MP}$$

$L_s$  = longueur de scellement droit.

Pour  $\varphi = 12 \text{ cm}$

$$L_s = \frac{f_e}{4 \tau_s} \varphi = \frac{400 \times 12}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}.$$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre, alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 35.27 = 14.10 \text{ cm} \longrightarrow \text{Soit un crochet } 15 \text{ cm}.$$

**e. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis BAEL91 modifié 99 (Art. A.5.1.313).**

✓ **Influence sur le béton :**

$$T_{\max} \leq 0.4 \times b_0 \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

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

$$T_{\max} = 13.048 \text{ KN} \leq 129.6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Influence sur les aciers :**

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$\text{Avec } A_a = 1.57 \text{ cm}^2.$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400 \times 10^2} \left( 13.048 \times 10^3 + \frac{-4.895 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right) = 0.374 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 \geq 0.374 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Finalement on constate que l'effort tranchant  $T_u$  n'as pas d'influence sur les armatures inférieures.

**III.2.6. Vérification à l'ELS****a- Les efforts internes à l'ELS (BAEL91 ; modifié99).**

Lorsque la charge est la même sur toutes 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 ( $q_s / q_u$ ).

$$\text{On : } q_s = 5.59 \text{ KN.m ; } q_u = 7.89 \text{ KN.m}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.59}{7.89} = 0.708.$$

**b. Calcul des moments fléchissant.****- Les moments aux appuis :**

$$M_{as} = M_{au} \times 0.708$$

**Tableau.III.2.1.Moments aux appuis à ELS.**

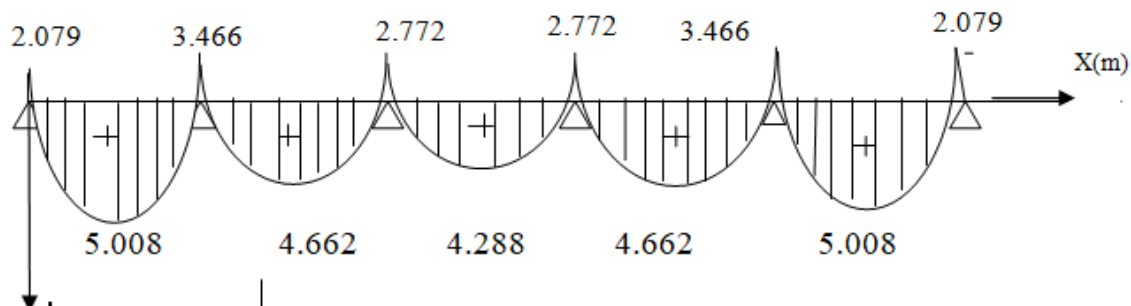
	Moments aux appuis à ELU ( KN.m)	Moments aux appuis à ELS (KN.m)
A	-2.937	-2.079
B	-4.895	-3.466
C	-3.916	-2.772
D	-3.916	-2.772
E	-4.895	-3.466
F	-2.937	-2.079

**-Moments en travées :**

$$M_{ts} = M_{tu} \times 0.708$$

**Tableau.III.2.2.Moments en travées à ELS.**

Travées	L(m)	Moments en travées (ELU)(KN.m)	Moments en travée (ELS)(KN.m)
A-B	3.15	7.074	5.008
B-C	3.15	6.585	4.662
C-D	3.00	6.056	4.288
D-E	3.15	6.585	4.662
E-F	3.15	7.074	5.008



**Figure.III.2.6.Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU.**

**-Les efforts tranchants :**

$$T_{ws} = T_w \times 0.708$$

$$T_{es} = T_e \times 0.708$$

**Tableau.III.2.3.Les efforts tranchant à ELS.**

Travées	$T_w$ (KN)	$T_{ws}$ (KN)	$T_e$ (KN)	$T_{es}$ (KN)
A-B	11.805	8.358	-13.048	-9.238
B-C	12.738	9.019	-12.116	-8.578
C-D	11.835	8.379	-11.835	-8.379
D-E	12.116	8.578	-12.738	-9.019
E-F	13.048	9.238	-11.805	-8.358

**1-Vérification à l'état limite d'ouvertures des fissures :**

La fissuration est peu préjudiciable donc la vérification n'est pas nécessaire.

**2-Etat limite de compression de béton BAEL91modifié99 (Art. A.5.2).**

$$M_{t_{max}} = 5.008 \text{ KN.m}$$

$$M_{a_{max}} = 3.466 \text{ KN.m}$$

✓ **En travées :**

➤ **Contrainte dans l'acier**

On doit s'assurer que  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.05$$

$$\rho_1 = 1.05 \longrightarrow K = 20.21 \longrightarrow \beta = 0.858$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times A_s} = \frac{5.008 \times 10^6}{0.858 \times 18 \times 2.26 \times 10^3} = 143.48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 143.48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Contrainte dans le béton :**

On doit d'assurer que  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{143.48}{20.21} = 7.09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Aux appuis :**

➤ **Contrainte dans l'acier**

On doit s'assurer que  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.73$$

$$\rho_1 = 0.73 \longrightarrow K = 25.32 \longrightarrow \beta = 0.876$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times A_s} = \frac{3.466 \times 10^6}{0.876 \times 18 \times 1.57 \times 10^3} = 140.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 140.01 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Contrainte dans le béton :**

On doit d'assurer que  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{140.01}{25.32} = 5.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.46 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les

armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

**3. Vérification de la flèche BAEL91 modifié99(Art.6.5.2)**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{20}{315} = 0.063 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \longrightarrow \frac{20}{315} = 0.063 \geq \frac{5.008}{10 \times 6.93} = 0.072 \longrightarrow \text{Condition Non vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{2.26}{12 \times 18} = 0.0105 = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :** La 2eme condition n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche.

❖ **Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)**

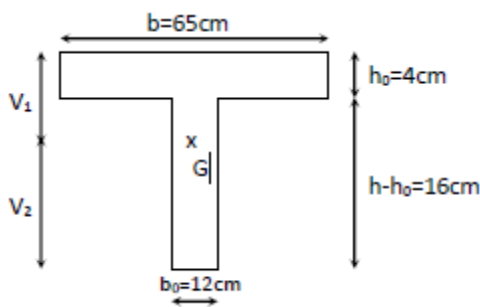
$$f_v = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$\bar{f}$  = La flèche admissible.

$E_v$ : Module de déformation différée,  $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10819 \text{MPa}$ .

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

-Aire de la section homogénéisée :



$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) h_0 + 15 \times A_t$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) 4 + 15 \times 2.26$$

$$B_0 = 485.9 \text{cm}^2$$

-Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + (15 \times 2.26 \times 18) = 3434.2 \text{cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3434.2}{485.9} = 7.1 \text{cm}$$

$$V_2 = h - v_1 = 20 - 7.1 = 12.9 \text{cm}$$

$$I_0 = \frac{12(+v_2^3)}{3} + (b - b_0) h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + \left( v_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \times A_t (v_2 - c)^2 = 19842.846 \text{cm}^4$$

**-Calcul des coefficients:  $\lambda_v$  ;  $\mu$  ;  $I_{fv}$  :**

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

$$\beta = 0.982$$

$$\lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\rho(2+\frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.010(2+\frac{3(12)}{65})} = 1.6$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right) = \max\left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.010 \times 125.36) + 2.1}; 0\right) = (0.48; 0)$$

$$\mu = 0.48$$

$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1+\mu\lambda_v} = \frac{1.1(19842.846)}{1+0.48 \times 1.6} = 12345.66 \text{ cm}^4$$

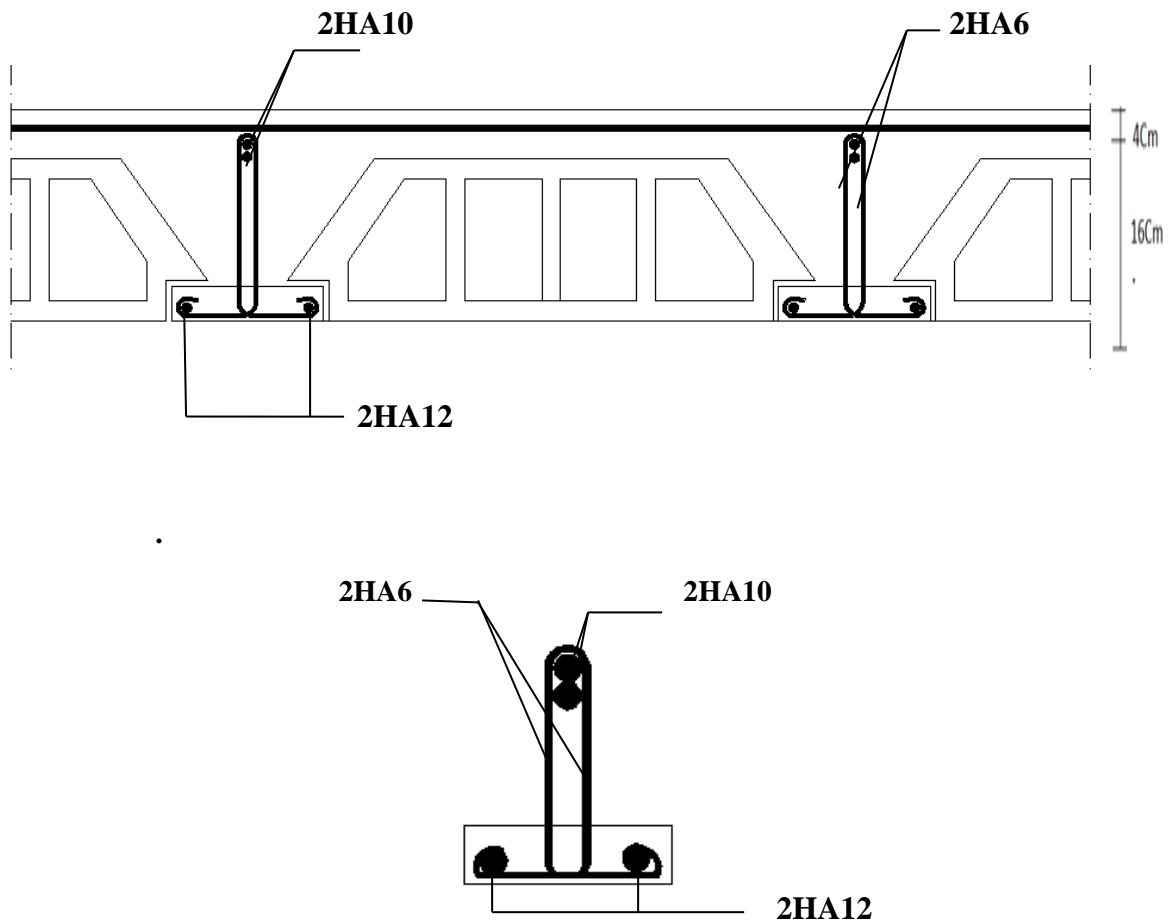
$$f = \frac{M_p^s \times l^2}{10E_v \times I_{fv}} = \frac{5.008 \times 3.15^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 12345.66 \times 10^{-8}} = 0.0037 \text{ m} = 3.72 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3150}{500} = 6.3 \text{ mm}$$

$f < \bar{f} \longrightarrow$  **Condition vérifiée.**

**Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat limite ultime sont suffisantes

alors les poutrelles seront ferrillées comme suit :



**Figure.III.2.7 .Ferrillage du plancher.**

### III.3. Etude de la poutre de chaînage I :

#### III.3.1.Introduction :

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle sert à relier les poutres entre elles, elle supporte son poids propre et le poids du plancher ainsi que le poids du mur extérieur.

#### a- Pré dimensionnement (chapitre II).

- La hauteur :  $h = 30\text{cm}$
- La largeur :  $b = 20\text{cm}$

#### b- Evaluation des charges et surcharges :

- **charges permanentes :**

- poids propre de la poutre.....  $0.20 \times 0.30 \times 25 = 1.5 \text{ KN/ml}$ .
- Poids du mur (double cloison) .....  $(3.06 - 0.30) \times 2.36 = 6.514 \text{ KN/ml}$ .
- Poids du plancher.....  $5.10 \times \frac{0.65}{2} = 1.66 \text{ KN/ml}$ .

$$G_t = 9.67 \text{ KN/ml.}$$

- **Surcharge :**

$$Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2} = 0.488 \text{ KN/ml.}$$

#### c-Combinaison des charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 9.67 + 1.5 \times 0.488 = 13.79 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 9.67 + 0.488 = 10.16 \text{ KN/ml}$$

#### III.3.2 Etude de la poutre à L'ELU :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée aux extrémités.

- **Réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{13.79 \times 4.25}{2} = 29.30 \text{ KN/ml}$$

- **Calculs des efforts internes :**

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = R_A = 29.30 \text{ KN/ml.} \\ T(4.25) = R_B = -29.30 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

- **Calcul des moments :**

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{13.79 \times 4.25^2}{8} = 31.14 \text{ KN.m.}$$

Afin de tenir compte des semi-encastrement aux appuis, on affectera les moments par des coefficients suivants :

- ✓ **Moment en travée** :  $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 31.14 = 26.47 \text{ KN.m.}$
- ✓ **Moment aux appuis** :  $M_a = -0.3 M_0 = -9.34 \text{ KN.m.}$

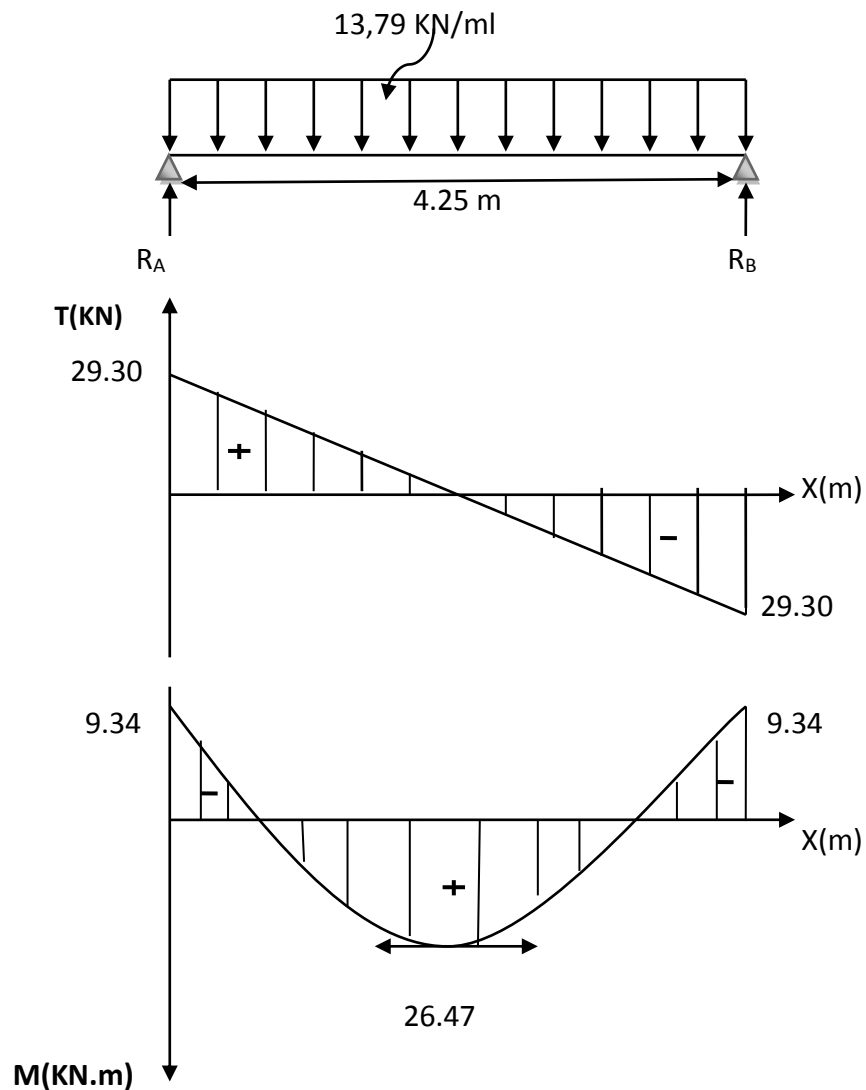


Figure III 3.1. Diagramme des moments et des efforts tranchant à l'ELU.

### III.3.3. Calcul des armatures à l'ELU :

#### a- Armatures longitudinales :

L'enrobage :  $c=2\text{cm.}$

La haute utile :  $d = 28\text{cm.}$

$M_t = 26.47\text{KN.m.}$

$M_a = 9.34 \text{ KN.m.}$

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{26.47 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0.120$$

$$\mu = 0.120 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{la section simplement armée.}$$

$$\mu = 0.120 \longrightarrow \beta = 0.936.$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \gamma_{st}} = \frac{26.47 \times 10^3}{0.936 \times 28 \times 348} = 2.90 \text{ cm}^2.$$

- **Choix des armatures :**

$$\text{Soit : } 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

➤ **aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.34 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0.042$$

$$\mu = 0.042 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{la section simplement armée.}$$

$$\mu = 0.042 \longrightarrow \beta = 0.979.$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \gamma_{st}} = \frac{9.34 \times 10^3}{0.979 \times 28 \times 348} = 0.980 \text{ cm}^2.$$

- **Choix des armatures :**

$$\text{Soit : } 3\text{HA}8 = 1.50 \text{ cm}^2$$

**b-Armatures transversales : BAEL91 modifié 99. (Art. A.7.2.2).**

• **diamètre :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\} = \min(8.57; 12; 20) = 8.57 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$\text{On adoptera : } 1 \text{ cadre et } 1 \text{ étrier} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

• **Espacement : BAEL 91 modifié 99 (Art. 5.1.22).**

$$S_{t \max} \leq \min \left\{ 0.9d; 40\text{cm} \right\} = \min \left\{ 25.2 \text{ cm}; 40 \right\} \text{ cm}$$

$$\text{On opte pour : } S_{t \max} = 25 \text{ cm}$$

- **Selon RPA version 2003 (Art. 7.5.2.2) :**

L'espacement doit vérifier :

➤ **En zone nodale (appuis) :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\Phi \right\} = \min \left\{ 7.5; 14.4 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t = 7 \text{ cm}$$

➤ **En zone courante (travée) :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

### III.3.4. Vérification à l'ELU :

#### a- Condition de non fragilité [BAEL91 modifié99 (Art A.4.2.1) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 20 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.68 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0.68 < A_a = 1.50 < A_t = 4.52 \text{ (cm}^2\text{)} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### b-vérification au cisaillement BAEL91 modifié99(ArtA.5.1.1):

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{29.30}{0.20 \times 0.28} = 0.523 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \text{ Mpa} \right\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.523 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$\longrightarrow$  Pas de risque de cisaillement.

#### c-Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

##### BAEL91 modifié99 (Art A.5.1.313).

##### ➤ Influence sur béton :

$$V_u \leq 0.4 \times b \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.4 \times 20 \times 0.9 \times 28 \times \frac{2.1}{1.5}$$

$$V_u = 29.30 \text{ KN} < 336 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

##### ➤ Influence sur les aciers :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( v_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left( 29.30 + \frac{9.34}{0.9 \times 0.28} \right)$$

$$A_a = 0.980 \geq 0.191 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$\longrightarrow$  Finalement on constate que l'effort tranchant  $V_u$  n'a pas d'influence sur les armatures inférieures

#### d- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

##### (BAEL 91/modifier 99(ArtA.6.1.3):

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i}$$

Avec :  $\sum u_i$  = somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum u_i = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{29.30 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 150.72} = 0.77 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

—————> **Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.**

#### e- Ancrage des barres : BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1 .21)

$L_S$  = Longueur de scellement droit

$$L_S = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4\tau_s}$$

Avec :  $\tau_s = 0.6\Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$

$$L_S = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \longrightarrow L_S = 50 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comportés des crochets, Vu que la longueur de scellement est importante.

$L_C = 0.4 L_S = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm} \longrightarrow$  soit un crochet de 20cm.

### III.3.5. Vérification a l'ELS :

#### ➤ Réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{10.16 \times 4.25}{2} = 21.59 \text{ KN}$$

#### ➤ Calculs des efforts internes :

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = R_A = 21.59 \text{ KN.} \\ T(4.25) = R_B = -21.59 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

#### ➤ Calcul des moments :

**Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{10.16 \times 4.25^2}{8} = 22.94 \text{ KN.m.}$$

Afin de tenir compte des semi- encastrement aux appuis, on affectera les moments par des coefficients suivants :

✓ **Moment en travée :  $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 22.94 = 19.50 \text{ KN.m.}$**

✓ **Moment aux appuis :  $M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 22.94 = -6.88 \text{ KN.m.}$**

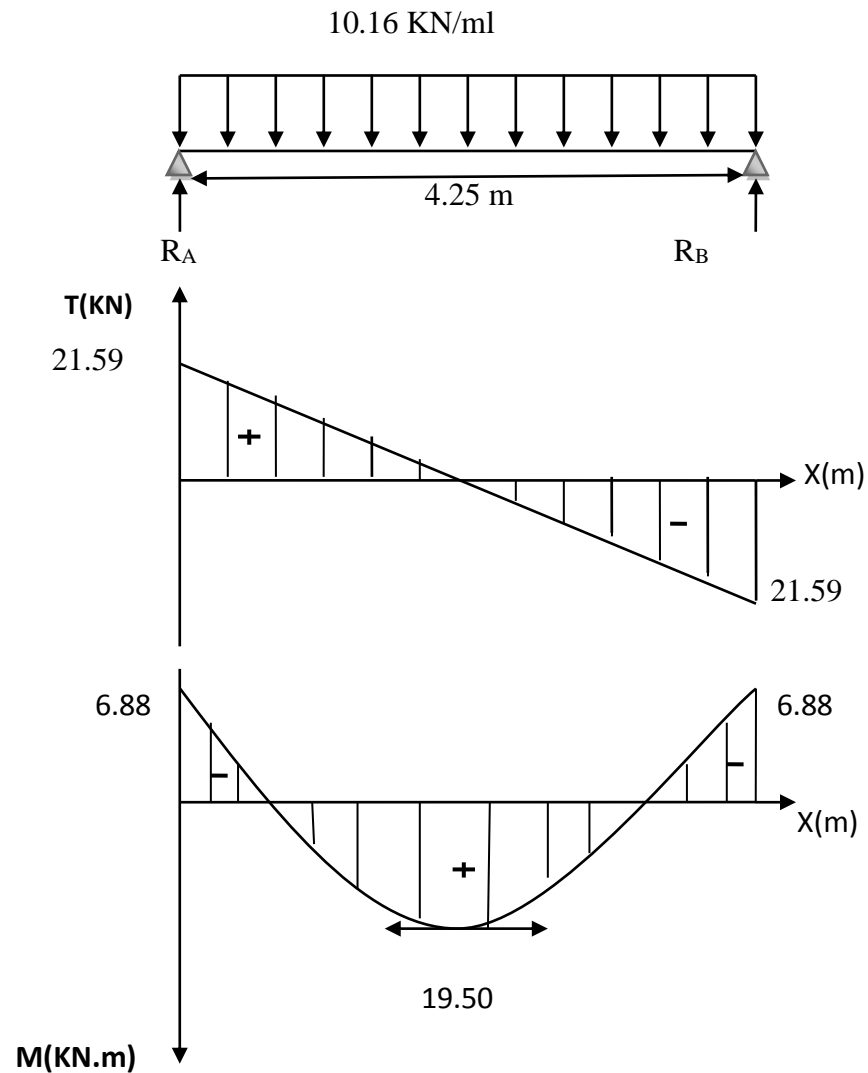


Figure III.2. Diagramme des moments et des efforts tranchant à l'ELS.

**b- Vérification de la résistance du béton à la compression :**

BAEL91 modifié 99 (Art A.4.5.2).

- Aux Appuis :
- ✓ Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = \min(266.67 ; 201.63)$$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 1.50}{20 \times 28} = 0.268$$

$$\beta = 0.918 \quad K = 45.98$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{A_a \times \beta \times d} = \frac{6.88 \times 10^6}{150 \times 0.918 \times 280} = 178.44 \text{ MPa..}$$

$$\sigma_s = 178.44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

✓ **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{178.44}{45.98} = 3.88 < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

• **En travée :**

✓ **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = \min(266.67 ; 201.63)$$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{20 \times 28} = 0.807$$

$$\beta = 0.872 \quad K = 24.06$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_t \times \beta \times d} = \frac{19.50 \times 1000}{452 \times 0.872 \times 280} = 176.69 \text{ MPa..}$$

$$\sigma_s = 176.69 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

✓ **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{176.69}{24.06} = 7.34 < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

→ L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

**c-Vérification de la flèche: BAEL91 modifié 99 (Art B.6.5. 2) :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{30}{425} = 0.071 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \longrightarrow \frac{30}{425} = 0.071 \geq \frac{19.50}{10 \times 22,94} = 0.085 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{4.52}{20 \times 28} = 0.0081 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)**

$$f_v = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$\bar{f}$  = La flèche admissible.

$E_v$ : Module de déformation différée,  $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa.}$

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

-Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = (b \times h) + (15 \times A_t)$$

$$B_0 = (20 \times 30) + (15 \times 4.52) = 667.8 \text{ cm}^2$$

-Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b \times h^2}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$S_{/xx} = \frac{20 \times 30^2}{2} + (15 \times 4.52 \times 28) = 10898.4 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{10898.4}{667.8} = 16.32 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - v_1 = 30 - 16.32 = 13.68 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0 (v_1^3 + v_2^3)}{3} + 15 \times A_t (v_2 - c)^2 = 55294.88 \text{ cm}^4$$

**-Calcul des coefficients:  $\lambda_v$  ;  $\mu$  ;  $I_{fv}$  :**

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{4.52}{20 \times 28} = 0.008$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.008 (2 + \frac{3(20)}{20})} = 1.05$$

$$\mu = \max \left( 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right) = \max \left( 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.008 \times 158.43) + 2.1} ; 0 \right) = (0.49 ; 0)$$

$$\mu = 0.49$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda_v} = \frac{1.1 (55294.88)}{1 + 0.49 \times 1.05} = 40161.35 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{M_t^2 \times l^2}{10 E_v \times I_{fv}} = \frac{19.50 \times 10^6 \times (4250)^2}{10 \times 10819 \times 40161.35 \times 10^4} = 8.11 \text{ mm} < f = \frac{L}{500} = \frac{4250}{500} = 8.50 \text{ mm}$$

$f_i < f$   $\longrightarrow$  Condition vérifiée.

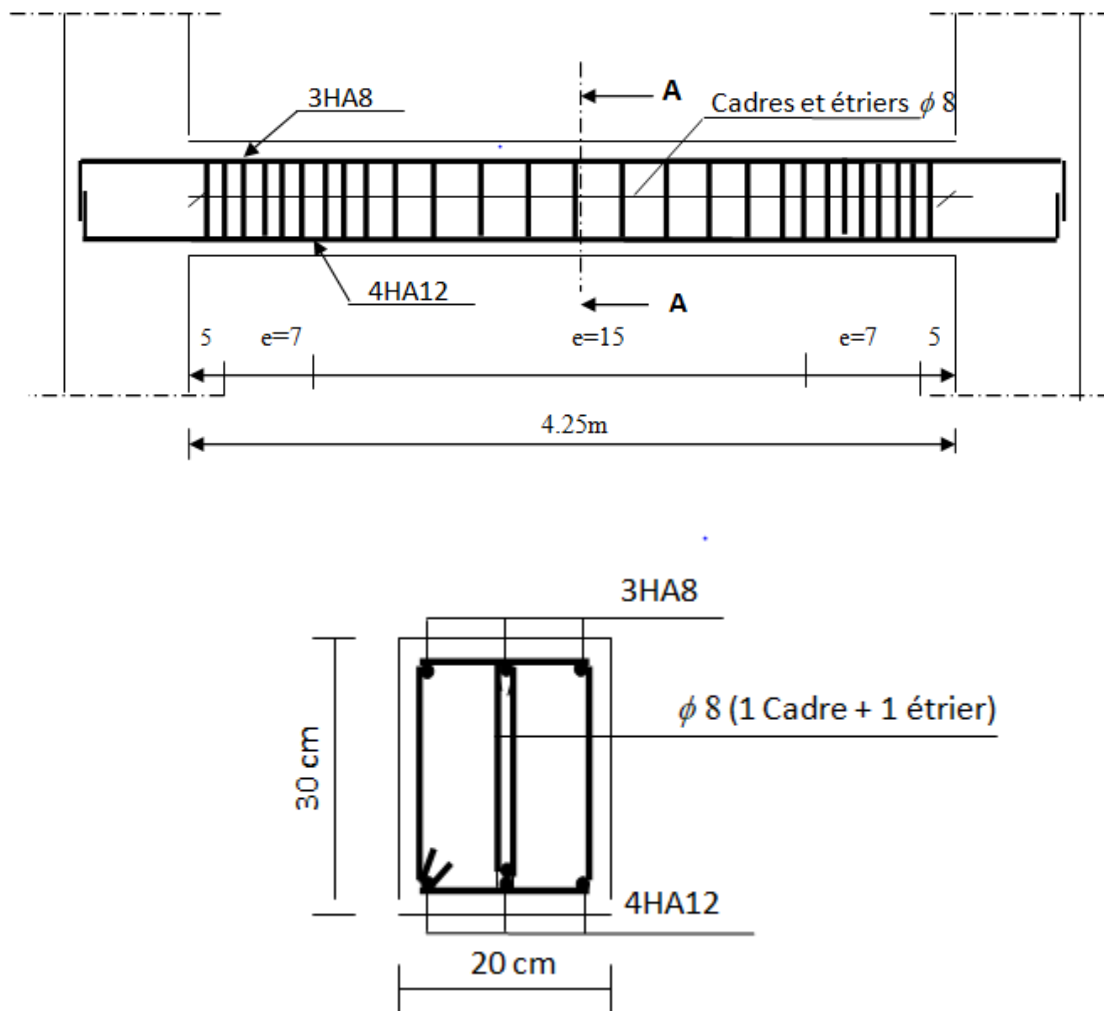


Figure III.3.3. Ferrailage de la poutre de chaînage I.

### III.4. Etude de la poutre de chaînage II.

#### III.4.1. Introduction :

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle sert à relier les poutres entre elles, elle supporte son poids propre et le poids du plancher ainsi que le poids du mur extérieur.

#### a- Pré dimensionnement (chapitre II).

- La hauteur :  $h = 30\text{cm}$
- La largeur :  $b = 25\text{cm}$

#### b- Evaluation des charges et surcharges :

- charges permanentes :
  - poids propre de la poutre....  $0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.88 \text{ KN/ml}$ .
  - Poids du mur (double cloison) ....  $(3.06 - 0.30) \times 2.36 = 6.51 \text{ KN/ml}$ .
  - Poids du plancher.....  $5.10 \times \frac{0.65}{2} = 1.66 \text{ KN/ml}$ .

$$G_t = 10.05 \text{ KN/ml.}$$

- Surcharge :

$$Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2} = 0.488 \text{ KN/ml.}$$

#### c-Combinaison des charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 10.05 + 1.5 \times 0.488 = 14.30 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 10.05 + 0.488 = 10.54 \text{ KN/ml}$$

#### III.4.2 Etude de la poutre à L'ELU :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée aux extrémités.

- Réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{14.30 \times 2.90}{2} = 20.74 \text{ KN/ml}$$

- Calculs des efforts internes :

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = R_A = 20.74 \text{ KN/ml.} \\ T(2.90) = R_B = -20.74 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

- Calcul des moments :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{14.30 \times 2.90^2}{8} = 15.03 \text{ KN.m.}$$

Afin de tenir compte des semi-encastrement aux appuis, on affectera les moments par des coefficients suivants :

- ✓ Moment en travée :  $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 15.03 = 12.78 \text{ KN.m.}$
- ✓ Moment aux appuis :  $M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 15.03 = -4.51 \text{ KN.m.}$

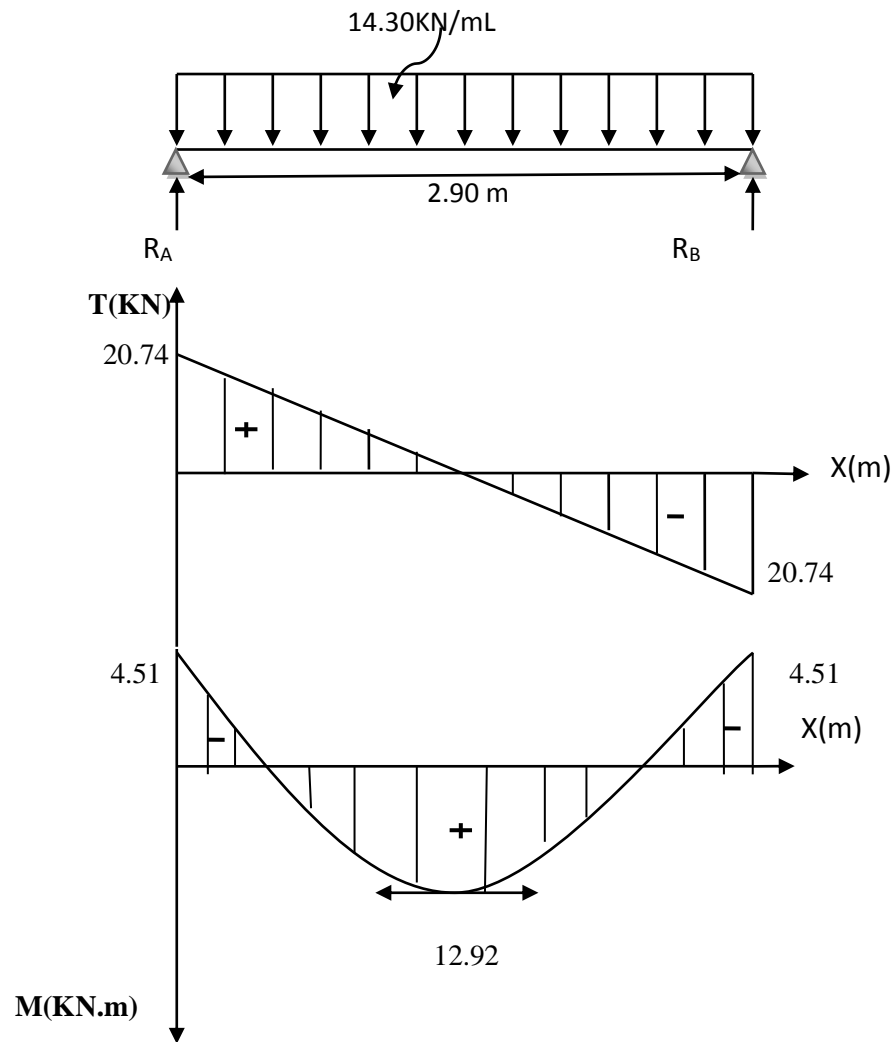


Figure III.4.1 Diagramme des moments et des efforts tranchant à l'ELU.

### III.4.3. Calcul des armatures à l'ELU :

#### a- Armatures longitudinales :

L'enrobage :  $c=2\text{cm}$ .

La haute utile :  $d = 28\text{cm}$ .

$M_t = 12.78\text{KN.m}$ .

$M_a = -4.51\text{ KN.m}$ .

#### ➤ En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12.78 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.046$$

$\mu = 0.046 < \mu_l = 0.392$  —————> la section simplement armée.

$\mu = 0.046$  —————>  $\beta = 0.976$ .

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \gamma_{st}} = \frac{12.78 \times 10^3}{0.976 \times 28 \times 348} = 1.34\text{cm}^2.$$

**-Choix des armatures :**Soit : **2HA12 = 2,26 cm<sup>2</sup>**➤ **aux appuis :**

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.51 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.016$$

 $\mu = 0.016 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow$  la section simplement armée.

$$\mu = 0.016 \longrightarrow \beta = 0.992$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \gamma_{st}} = \frac{4.51 \times 10^3}{0.992 \times 28 \times 348} = 0.47 \text{ cm}^2.$$

**-Choix des armatures :**Soit : **2HA8 = 1.00 cm<sup>2</sup>****b-Armatures transversales : BAEL91 modifié 99. (Art. A.7.2.2).**• **diamètre :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\} = \min(8.57; 14; 25) = 8.57 \text{ mm}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$ On adoptera : **1 cadre et 1 étrier = 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>**• **Espacement : BAEL 91 modifié 99 (Art. 5.1.22).**

$$S_{tmax} \leq \min \left\{ 0.9d; 40 \text{ cm} \right\} = \min \left\{ 25.2 \text{ cm}; 40 \text{ cm} \right\}$$

On opte pour : **S tmax = 25cm****-Selon RPA version 2003 (Art. 7.5.2.2) :**

L'espacement doit vérifier :

➤ **En zone nodale (appuis) :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \phi \right\} = \min \left\{ 7.5; 16.8 \text{ cm} \right\}$$

Soit **S t = 7cm**➤ **En zone courante (travée) :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

Soit : **S t = 15cm.****III.4.4. Vérification à l'ELU :****a- Condition de non fragilité [BAEL91 modifié 99 (Art A.4.2.1) :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.85 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0.85 < A_a = 1.00 < A_t = 2.26 \text{ (cm}^2\text{)} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b-vérification au cisaillement BAEL91 modifié99(ArtA.5.1.1) :**

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{20.74}{0.25 \times 0.28} = 0.296 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \frac{0.15}{\gamma_b} \left\{ f_{c28} ; 4 \text{ Mpa} \right\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.299 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$\longrightarrow$  Pas de risque de cisaillement.

**c-Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

**BAEL91 modifié99 (Art A.5.1.313).**

➤ **Influence sur béton :**

$$V_u \leq 0.4 \times b \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.4 \times 25 \times 0.9 \times 28 \times \frac{2.1}{1.5}$$

$$V_u = 20.74 \text{ KN} < 352.8 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence sur les aciers :**

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( v_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left( 20.74 + \frac{4.56}{0.9 \times 0.28} \right)$$

$$A_a = 0.47 \geq 0.11 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$\longrightarrow$  Finalement on constate que l'effort tranchant  $V_u$  n'a pas d'influence sur les armatures inférieures

**d- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**

**(BAEL 91/modifier 99(ArtA.6.1.3) :**

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i}$$

Avec :  $\sum u_i =$  somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum u_i = 2 \times 3.14 \times 12 = 75.36 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{20.74 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 75.92} = 1.09 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$\longrightarrow$  Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

**e- Ancrage des barres : BAEL91 modifié99 (Art A.6.1 .21)**

$L_s =$  Longueur de scellement droit

$$L_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4\tau_s}$$

Avec :  $\tau_s = 0.6\Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} \longrightarrow L_s = 50 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comportés des crochets, Vu que la longueur de scellement est importante.

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{soit un crochet de 20cm.}$$

### III.4.5. Vérification a l'ELS :

➤ **Réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{10.54 \times 2.90}{2} = 15.28 \text{ KN}$$

➤ **Calculs des efforts internes :**

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = R_A = 15.28 \text{ KN.} \\ T(2.90) = R_B = -15.28 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

➤ **Calcul des moments :**

**Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{10.54 \times 2.90^2}{8} = 11.08 \text{ KN.m.}$$

Afin de tenir compte des semi- encastrement aux appuis, on affectera les moments par des coefficients suivants :

- ✓ **Moment en travée :**  $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 11.08 = 9.42 \text{ KN.m.}$
- ✓ **Moment aux appuis :**  $M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 11.08 = - 3.32 \text{ KN.m.}$

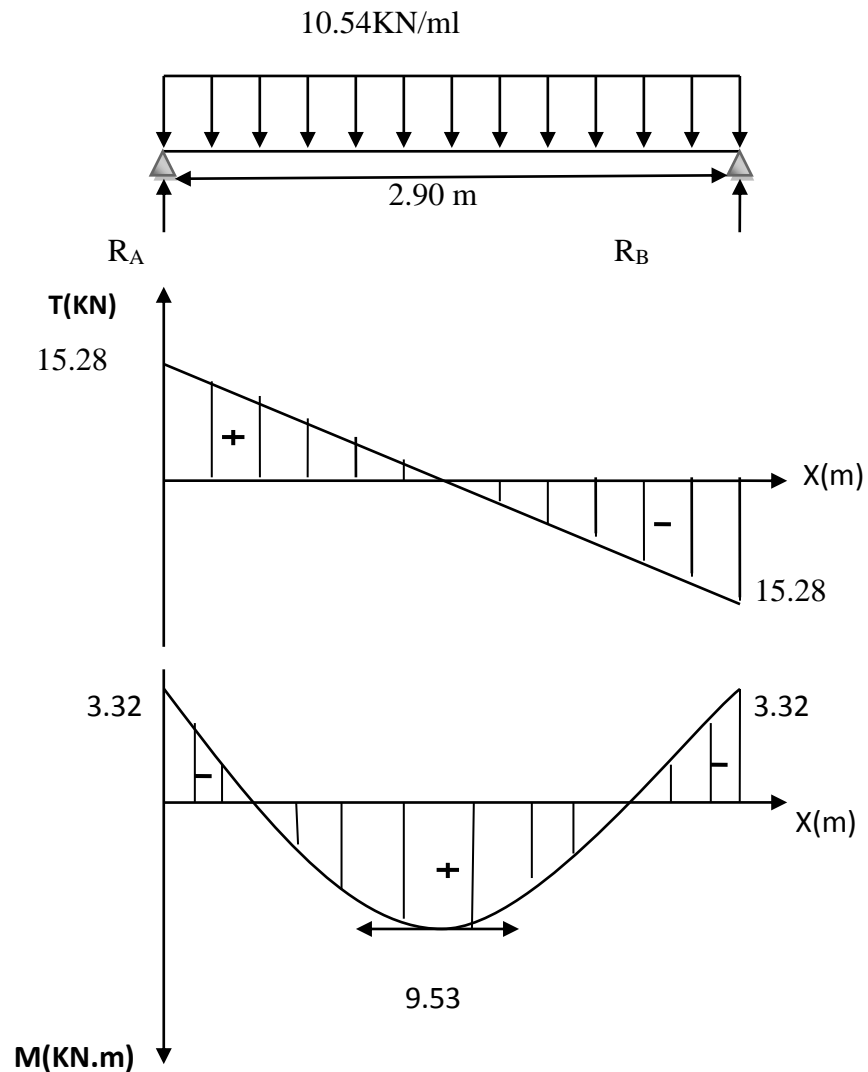


Figure III.4.2. Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELS.

**b- Vérification de la résistance du béton à la compression :**

**BAEL91 modifié 99 (Art A.4.5.2).**

• **Aux Appuis :**

✓ **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = \min(266.67 ; 201.63)$$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 1.00}{25 \times 28} = 0.142$$

$$\beta = 0.938 \quad K = 65.64$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{A_a \times \beta \times d} = \frac{3.32}{100 \times 0.938 \times 280} \times 10^6 = 126.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 126.41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{126.41}{65.64} = 1.93 < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

✓ **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = \min(266.67 ; 201.63)$$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 2.26}{25 \times 28} = 0.323$$

$$\beta = 0.911 \quad K = 87.0$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_t \times \beta \times d} = \frac{9.42}{226 \times 0.911 \times 280} \times 10^6 = 163.40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 163.40 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{163.40}{87.0} = 1.88 < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

→ L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

**c-Vérification de la flèche : BAEL91 modifié 99 (Art B.6.5. 2) :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{30}{290} = 0.1034 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \frac{30}{290} \longrightarrow = 0.1034 \geq \frac{9.42}{10 \times 11.08} = 0.085 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{2.26}{25 \times 28} = 0.0032 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

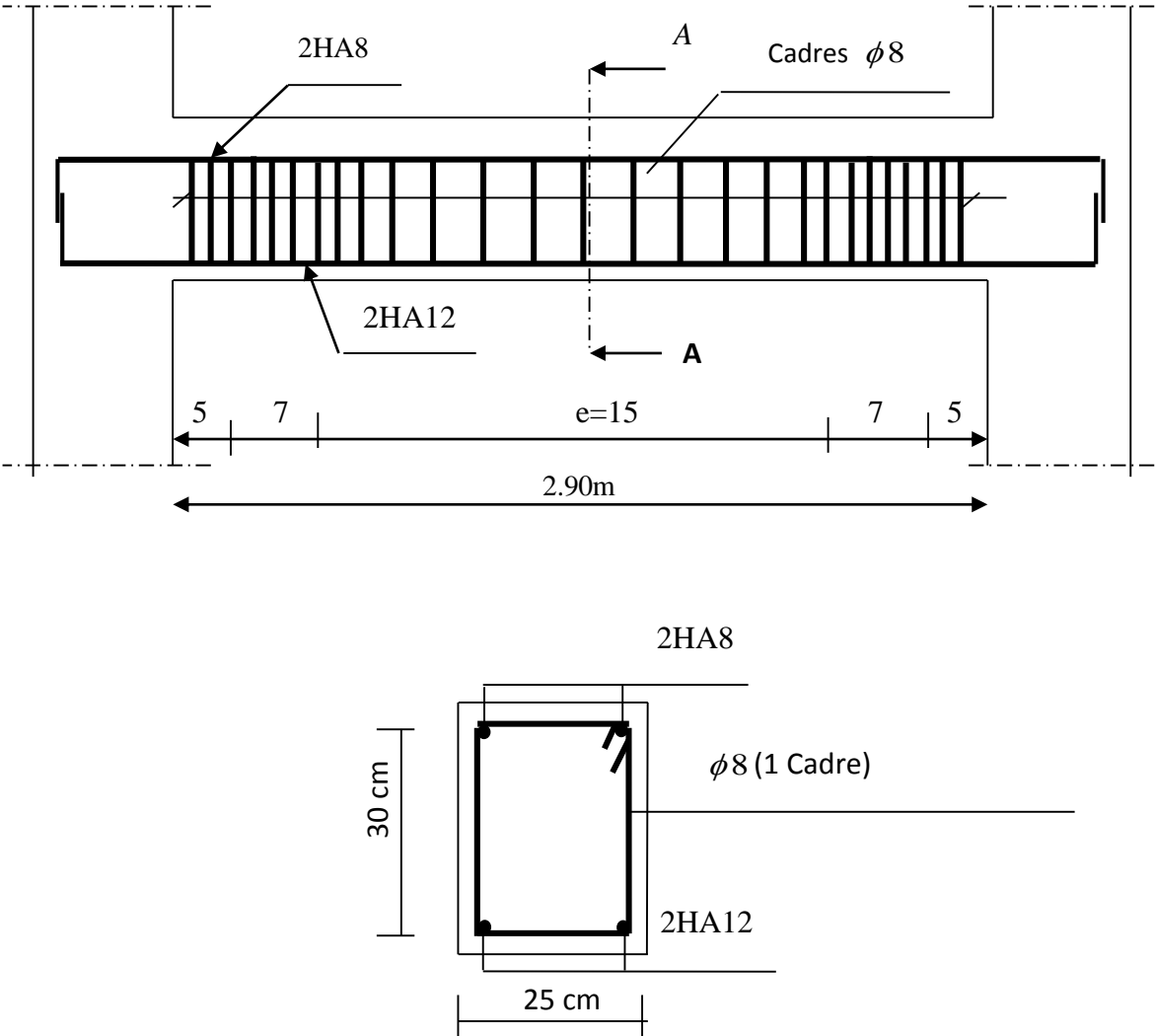


Figure III.4.3.Ferrailage de la poutre de chaînage II.

### III.5. Escaliers :

#### Introduction :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à l'autre d'une construction. Les escaliers sont constitués par des volées en béton armé qui reposent simplement sur les paliers. L'escalier de cet immeuble est conçu en béton armé coulé sur place.

#### III.5.1. Caractéristiques dimensionnelles

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches successives, elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, séparent deux contre marches successives  $25 \leq g \leq 33$  cm
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs, sa longueur est projetée.
- **Un palier** : est une plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

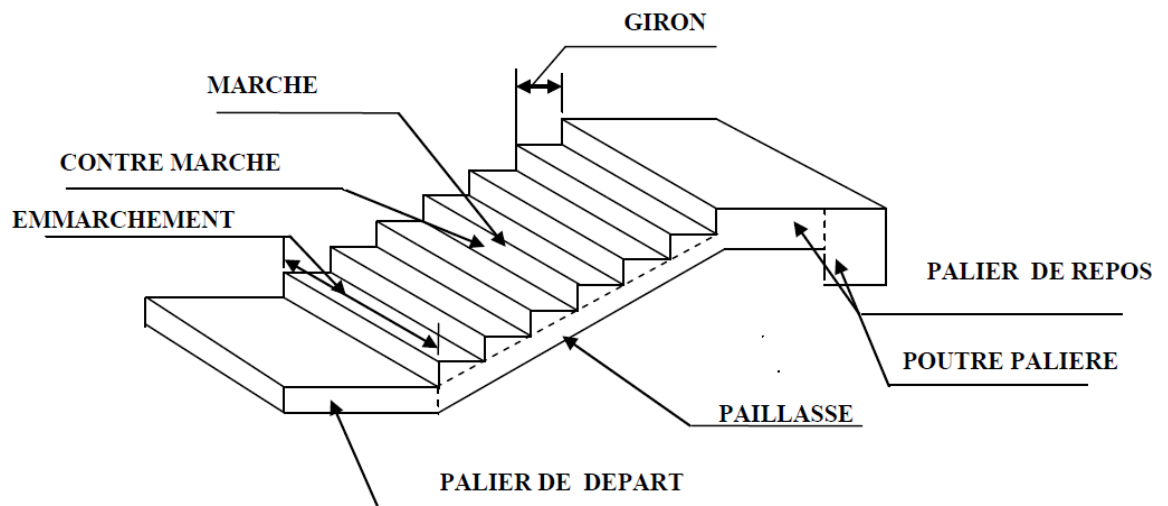


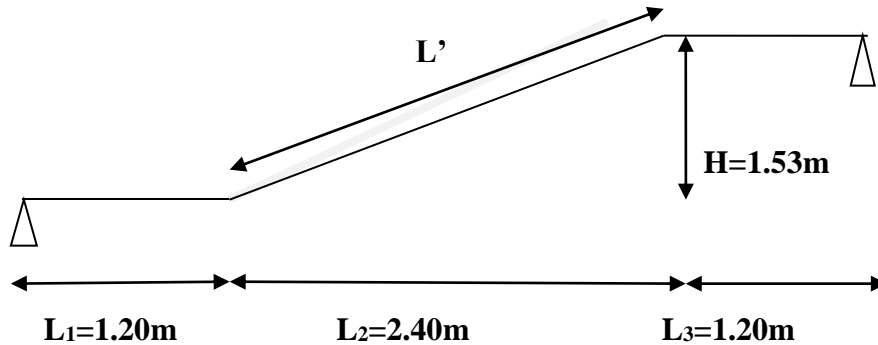
Figure III.5.1 : Coupe verticale d'un escalier.

#### III.5.2 : pré dimensionnement de l'escalier à calculer

**NB** : Les deux volées sont identiques donc le calcul se fera pour un seul sens.

- La hauteur du RDC et étage courant est  $H = 3.06$  m

- On prend  $h$  contre marche = 17cm ....  $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$
- Nombre de contre marches =  $153/17 = 9$  contre marches
- Nombre de marches =  $9 - 1 \text{ palier} = 8$  marches
- On prend :  $g = L_2/m = 240/8 = 30$  cm



#### a. Formule de BLONDEL

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm} \quad \dots\dots(1)$$

Avec :

$g$  : le giron

$h$  : la hauteur de la contre marche

59 cm : correspond à des escaliers courants d'appartement.

66cm : correspond à des locaux publics.

Pour qu'un escalier soit confortable il faut que :  $14 \text{ cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

Donc on prend ce qui suit  $h = 17\text{cm}$

#### b. Vérification de la loi de BLONDEL :

$$59\text{cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66\text{cm}$$

$59\text{cm} \leq 64\text{cm} \leq 66\text{cm}$ ....condition vérifiée.

#### III.5.3. Dimensionnement de la paillasse et de palier :

$$L_0/30 \leq e \leq L_0/20$$

$L'$  : longueur en plan de la volée

$L_0$  : longueur des paliers et de la paillasse

$$H = n \times h = 9 \times 17 = 1.53\text{m}$$

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0.6375 \dots \alpha = 32.52$$

$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 32.52} = 284.63\text{m}$$

**Longueur réelle de la paillasse :**

$$L_0 = L' + L_1 + L_3$$

$$L_0 = 284.63 + 120 + 120 = 524.63 \text{ cm}$$

$$\text{Donc on aura : } L_0/30 \leq e \leq L_0/20 \implies 17.49 \text{ cm} \leq e \leq 26.23 \text{ cm}$$

On opte pour une paillasse d'épaisseur :  $e = 20 \text{ cm}$

### III.5.4 : Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera pour une bande de 1ml, de projection horizontale de la volée, et en considérant une poutre isostatique en flexion simple.

**a- Charge permanente :**

- Le palier :

**Tableau III.5.1 : la charge revenant au palier**

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	La charge (kN/m <sup>2</sup> )
1. Carrelage	0.02	20	0.40
2. mortier de pose	0.02	22	0.44
3. lit de sable	0.02	18	0.36
4. palier	0.2	25	5
5. enduit ciment	0.02	18	0,36
			<b><math>G_p = 6.56 \text{ kN/m}^2</math></b>

- La volée :

Tableau III.5.2 : la charge revenant à la volée

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	La charge (kN/m <sup>2</sup> )
1. Revêtement carrelage	0.02	20	0.40
2. mortier de pose	0.02	22	0.44
3. lit de sable	0.02	18	0.36
4. palliase	0.2	25	$0.2 \times 25 / \cos\alpha = 5.93$
5. enduit ciment	0.02	18	0.36
6. Gard corps	/	/	0.2
7. marches	$0.17/2=0.085$	25	2.125
			<b>G<sub>total</sub> = 9.82 kN/m<sup>2</sup></b>

**b- La surcharge :** est donnée par le (DTR C 2-2) pour une construction à usage d'habitation et commercial, est la même pour la volée et le palier.

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

❖ **Combinaisons de charges :**

- **ELU :**  $q_u = 1.35 G + 1.5Q$

La volée :  $q_u (\text{vol}) = (1.35 \times 9.82 + 1.5 \times 2.5) = 17.01 \text{ KN / ml.}$

Le palier :  $q_u (\text{pal}) = (1.35 \times 6.56 + 1.5 \times 2.5) = 12.61 \text{ KN / ml.}$

- **ELS :**  $q_s = G + Q$

La volée :  $q_s = (9.82 + 2.5) = 12.32 \text{ KN / ml.}$

Le palier :  $q_s = (6.56 + 2.5) = 9.06 \text{ KN / ml.}$

- Calcul à L'ELU :
- ❖ Calcule des réactions d'appuis :

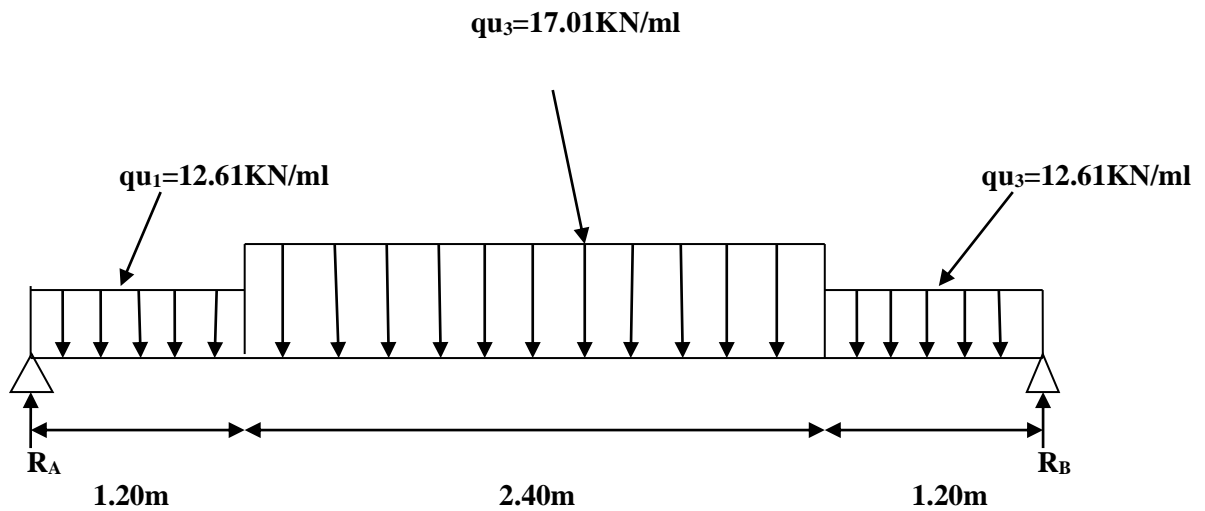


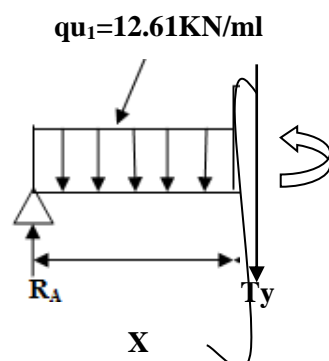
Figure. III.5.2 : Schéma statique (ELU)

D'après les formules de la RDM :

- $F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (12.61 \times 1.20) + (17.01 \times 2.40) + (12.61 \times 1.20) = 71.08 \text{ KN}$   
 $R_A + R_B = 71.08 \text{ KN}$
- $\Sigma M/A = 0 \Rightarrow R_B(1.20 + 2.40 + 1.20) - 12.61 \times 1.20 \times \left(\frac{1.20}{2} + 2.40 + 1.20\right) - 17.01 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.20\right) - 12.61 \times 1.20 \times \left(\frac{1.20}{2}\right) = 0$   
 $4.8R_B - 63.55 - 97.98 - 9.08 = 0 \Rightarrow 4.8R_B = 170.61$   
 $R_B = 35.54 \text{ KN}$   
 $R_A + R_B = 71.08 \Rightarrow R_A = 71.08 - 35.54$   
 $R_A = 35.54 \text{ KN}$

- ❖ Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:

- 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq X \leq 1.20 \text{ m}$



$$T(x) = R_A - q_{u1}(x)$$

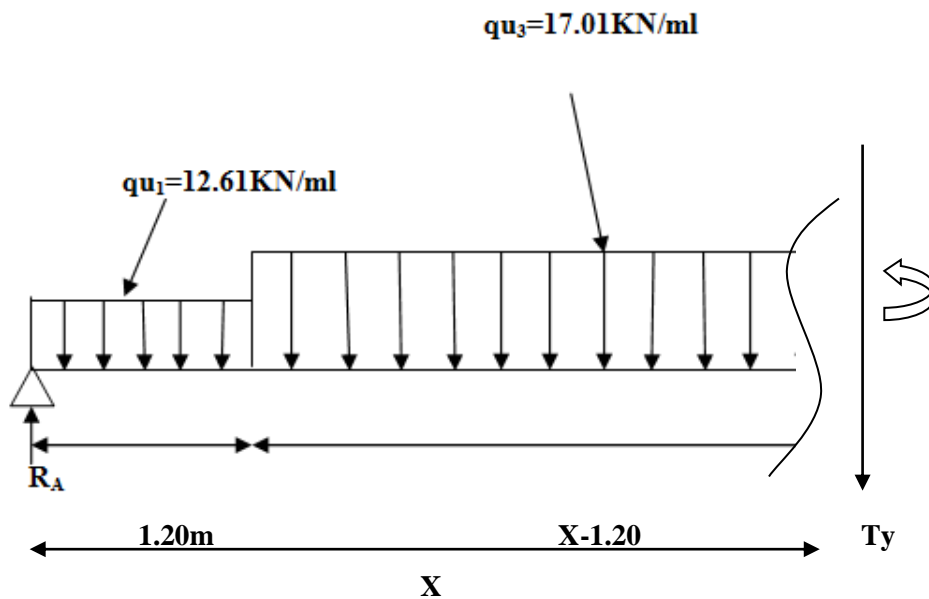
$$T(x) = 35.54 - 12.61x$$

$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = 35.54 \text{ KN.} \\ X = 1.20 \text{ m} \rightarrow T(1.20) = 20.41 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A(x) - q_{u1}(x^2/2) = 35.54x - 12.61(x^2/2)$$

$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ X = 1.20 \text{ m} \rightarrow M(1.20) = 33.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- 2<sup>ème</sup> tronçon  $1.20 \text{ m} \leq X \leq 3.60 \text{ m}$  :



$$T(x) = R_A - q_{u1}(1.2) - q_{u2}(x-1.2)$$

$$T(x) = 35.54 - 12.61(1.2) - 15.75(x-1.20)$$

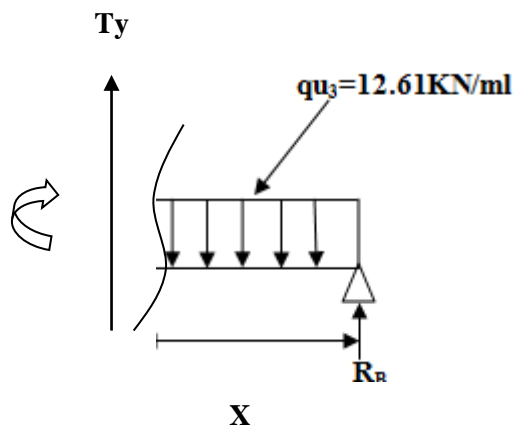
$$\begin{cases} X = 1.20 \rightarrow T(1.20) = 20.41 \text{ KN} \\ X = 3.60 \rightarrow T(3.60) = -20.41 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A(x) - q_{u1}x1.20(x-1.2/2) - q_{u2}/2(x-1.20)^2$$

$$M(x) = 35.54(x) - 12.61x1.20(x-0.6) - 17.01/2(x-1.20)^2$$

$$\begin{cases} X = 1.20 \text{ m} \rightarrow M(1.20) = 33.57 \text{ KN.m} \\ X = 3.60 \text{ m} \rightarrow M(3.60) = 33.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- 3<sup>ème</sup> tronçon:  $0 \leq x \leq 1.20\text{m}$



$$T(x) = -R_B + qu_3(x)$$

$$T(x) = -35.54 + 12.61 x$$

$$\begin{cases} X = 0\text{m} & \rightarrow T(0) = -35.54\text{KN} \\ X = 1.20\text{m} & \rightarrow T(1.20) = -20.41\text{KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_B(x) - qu_3(x^2/2) = 35.54x - 12.61(x^2/2)$$

$$\begin{cases} X = 0\text{m} & \rightarrow M(0) = 0\text{KN.m} \\ X = 1.20\text{m} & \rightarrow M(1.20) = 33.57\text{KN.m} \end{cases}$$

❖ **Calcul du moment max:**

$$T(x) = 0$$

$$35.54 - 12.61(1.20) - 17.01(x - 1.20) = 0$$

$$X = 2.4 \in [1.2 ; 3.6]$$

$$M(x) = R_A(x) - qu_1 \times 1.20(x - 1.2/2) - qu_2/2(x - 1.20)^2$$

$$\text{D'où } M_{\max} = M(2.4) = 45.81\text{KN.m}$$

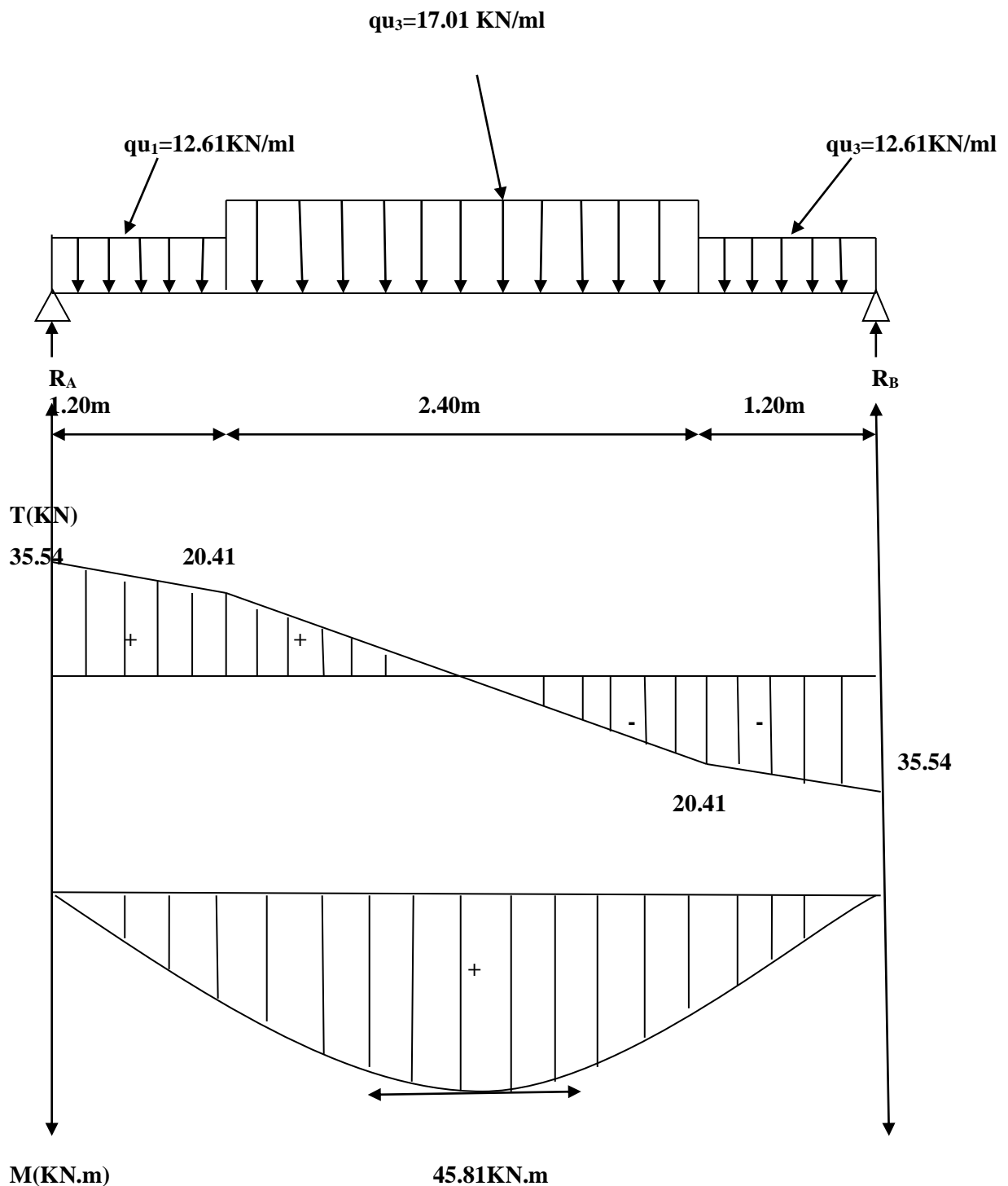


Figure. III.5.3. Diagramme des efforts internes à l'ELU.

**Remarque**

Afin de tenir en compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment  $M_{\max}$  aux appuis et en travée en multipliant par les coefficients  $0,3$  et  $0,85$  respectivement.

• **Moment en appuis :**

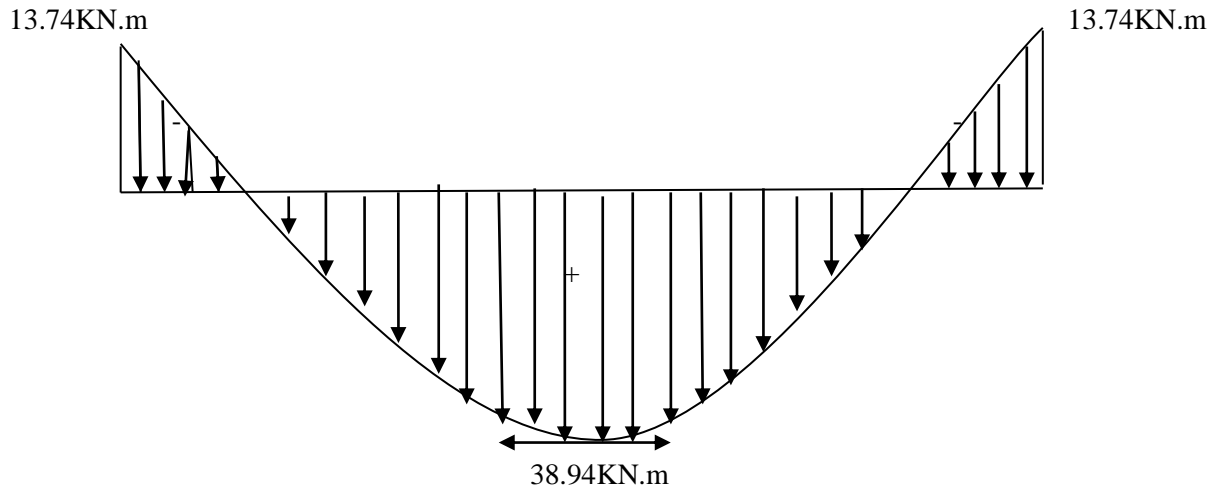
$$M_u = M_a = (-0,3) M_{\max} = (-0,3) \times (45,81)$$

**Ma = -13.74KN.m**

• **Moment en travée :**

$M_{u\ t} = M_t = (0.85) M_{\max} = (0.85) \times (45.81)$

**Mt= 38.94KN.m**

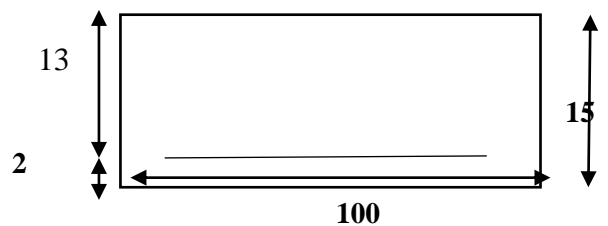


**Figure. III.5.4. Diagramme des moments fléchissant (ELU)**

**III.5.5 : calcul du ferrailage à l'ELU**

Le calcul se fera pour une bande de 1ml de largeur, en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans les schémas précédents.

$B = 100 \text{ cm}, c = 2 \text{ cm}, d = 13 \text{ cm}, H = 15 \text{ cm}.$



**1-Armatures principales :**

• **Aux appuis : Ma=13.74KN.m**

$\mu_{ua} = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{13.74 \times 1000}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.057$

$\mu_{ua} = 0.057 < \mu_1 = 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$

$\mu_{ua} = 0.057 \longrightarrow \beta = 0.971$

$Aa = \frac{Ma}{\beta \cdot d^2 \cdot f_{su}} = \frac{13.74 \times 1000}{0.971 \times 13^2 \times 348} = 3.12 \text{ cm}^2$

**Aa = 3.12cm<sup>2</sup> on opte pour : 4HA10=3.14cm<sup>2</sup>/ml avec St = 25cm.**

• **En travée : Mt= 38.94KN.m**

$\mu_{ut} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{38.94 \times 1000}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.162$

$\mu_{ut} = 0.162 < \mu_1 = 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$

$$\mu_{ua} = 0.162 \longrightarrow \beta = 0.911$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{bu}} = \frac{38.94 \times 10^3}{0.911 \times 13 \times 348} = 9.45 \text{ cm}^2$$

**At=9.45cm<sup>2</sup> on opte pour 7HA14= 10.77cm<sup>2</sup>avec St =15cm.**

## 2-Armatures de répartition :

- **Aux appuis :**

$$A_r = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01cm<sup>2</sup> avec St = 25cm.**

- **En travée :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{10.77}{4} = 2.69 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14cm<sup>2</sup>avec St = 25cm.**

## III.5.6.Vérification à l'ELU :

### 1. Condition de non fragilité :(Art A. 4. 2,1/BAEL91)

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot d \cdot b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} A_{min} \geq 0.23 \cdot 13 \cdot 100 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

#### -Aux appuis :

$$A_{sa} = 3.14 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### -En travée :

$$A_{st} = 10.77 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

### 2. Espacement des barres :( BAEL91 : Art A.8.2, 42)

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

#### a. Armatures principales :

$$St_{max} \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} = \min \{3 \times h, 33\text{cm}\} \quad St \text{ max} \leq 33 \text{ cm.}$$

Sur appuis : St =25 cm <33 cm ....**Condition vérifiée.**

En travée : St = 15 cm <33 cm .... **Condition vérifiée.**

#### b.Armatures de répartition :

$$St \text{ max} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = \min \{4 \times h, 45\text{cm}\}.$$

Sur appuis : St =25cm <45 cm  $\Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

En travée : St = 25cm <45 cm  $\Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

### 3. Vérification de la contrainte tangentielle :(BAEL91/modifiées99 : Art A.5.1,2)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.2 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right]$$

$\tau_u$ : La contrainte tangentielle

$$\tau_u = \frac{35.54 \times 1000}{1000 \times 130} = 0.273 \text{ MPA} \leq \tau_u = \frac{-0.2 \times 25}{1.5} = 3.33 \text{ MPA} \dots \text{Condition vérifiée}$$

#### 4. Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1.313/BAEL 91 modifiées 99)

$$T_u^{\max} \leq \frac{0.4 f_{c28}}{\gamma_s} ab \quad \text{avec } a = 0.9d$$

$$T_u^{\max} = 35.54 \text{ KN} \leq \frac{0.4 \times 25}{1.5} \times 10^{-1} \times 0.9 \times 13 \times 100 = 780 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée}$$

#### 5. Influence de l'effort tranchant sur armatures : Art(A.5.1.312) BAEL91 modifiées 99

$$A_{st_{\min}} \text{ ancré} \geq \frac{V_u \max}{\gamma_{st}} = \frac{35.54 \times 1000}{348 \times 100} = 1.02 \text{ cm}^2$$

$$A_{st_{\min}} \text{ ancré} = 3.14 \geq 1.02 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### 6. Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres :

(Art A.6.13) BAEL91 modifiées 99.

$$\tau_{se} = \frac{V_u \max}{0.9 d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{su} = \Psi_s f_{t28}; \quad \tau_{se} = \frac{35.54 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 3.14 \times 7 \times 14} = 0.987 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_{su} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 25 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.987 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{ MPA} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

#### 7. Longueur de scellement :

Sur la longueur d'ancrage  $L_s$ , la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm} \text{ Avec } \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

#### 8. Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL 91/ Art A5, 2,2)

Les règles BAEL 91 modifiée 99 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée hors crochet  $L_c$  est au moins égale  $0.4 l_s$  pour les aciers HA.

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 49.38 = 19.75 \text{ cm}$$

On prend :  $L_c = 20 \text{ cm}$

#### • Calcul à l'ELS :

❖ Les réactions d'appuis :

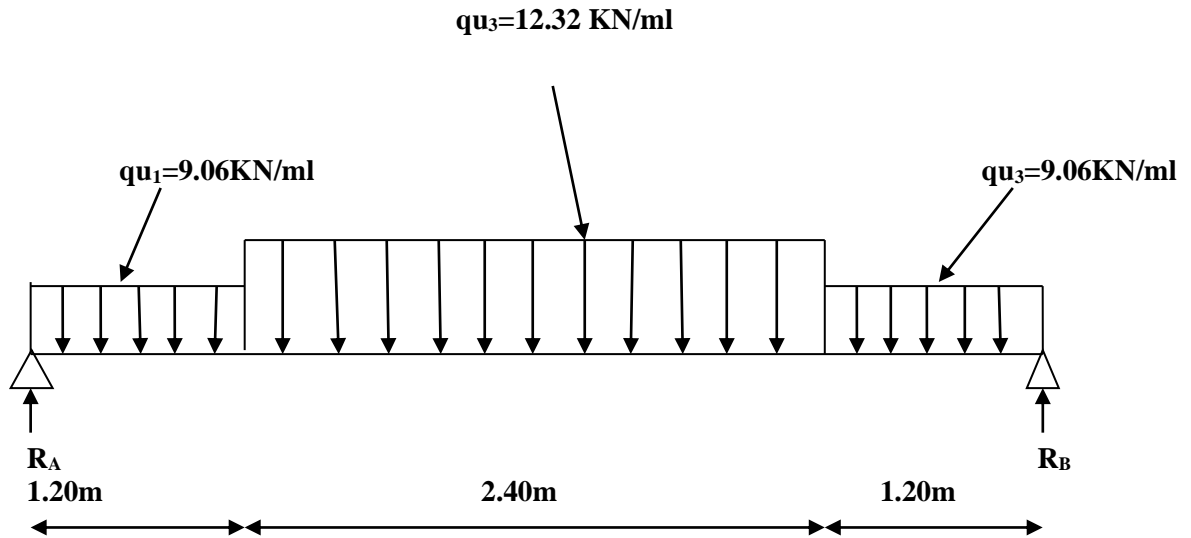


Figure.III.5.5 : Schéma statique (ELS)

D'après les formules de la RDM :

- $F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (1.20 \times 9.06) + (2.40 \times 12.32) + (1.20 \times 9.06) = 51.3 \text{ kN}$

$$R_A + R_B = 51.31 \text{ kN}$$

- $\sum M/A = 0$

$$\Rightarrow R_B \times (1.20 + 2.40 + 1.20) - [9.06 \times 1.20 \times \left(\frac{1.20}{2} + 2.40 + 1.20\right)] - [12.32 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.20\right)] - [9.06 \times 1.20 \times \left(\frac{1.20}{2}\right)] = 0$$

$$4.8R_B - 45.66 - 70.69 - 6.52 = 0$$

$$4.8R_B = 123$$

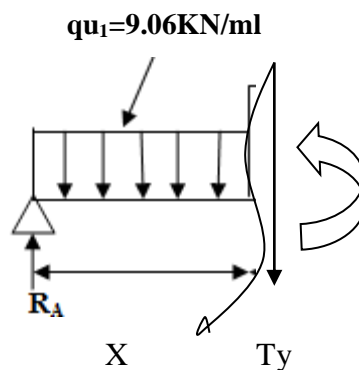
$$\Rightarrow R_B = 25.65 \text{ kN}$$

$$R_A + R_B = 51.3 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow R_A = 25.65 \text{ kN}$$

❖ Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

- 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq X \leq 1.20 \text{ m}$



$$T(x) = R_A - qu_1(x)$$

$$T(x) = 25.65 - 9.06(x)$$

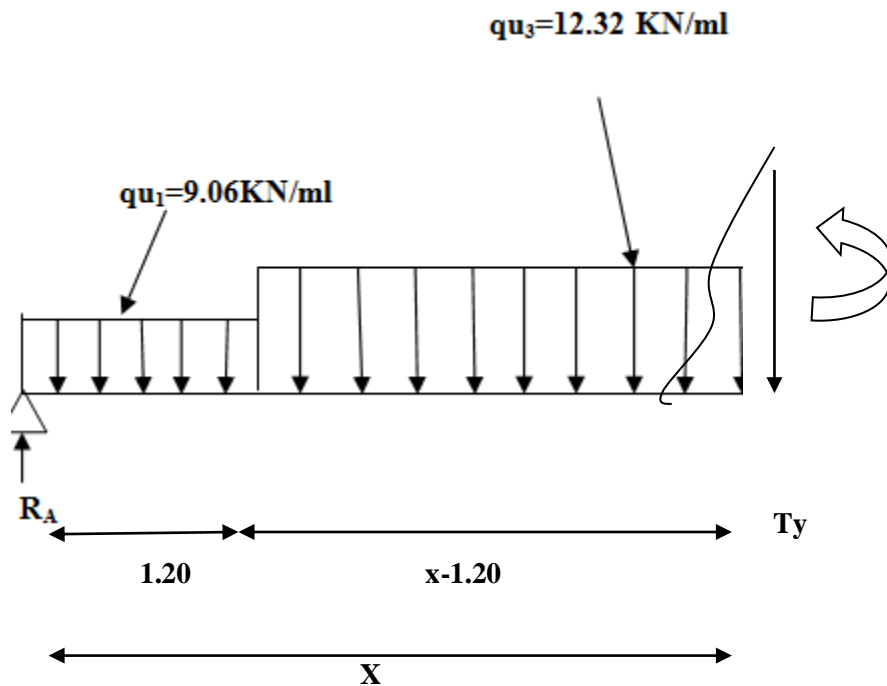
$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = 25.65 \text{ KN} \\ X = 1.20 \text{ m} \rightarrow T(1.20) = 14.78 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A(x) - qu_1(x^2/2)$$

$$M(x) = 25.65(x) - 9.06(x^2/2)$$

$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = 0 \text{ KN.m} \\ X = 1.20 \text{ m} \rightarrow T(1.20) = 24.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- 2<sup>ème</sup> tronçon  $1.20 \text{ m} \leq X \leq 3.60 \text{ m}$



$$T(x) = R_A - qu_1(1.2) - qu_2(x - 1.2)$$

$$T(x) = 25.65 - 9.06x(1.2) - 12.32(x - 1.20)$$

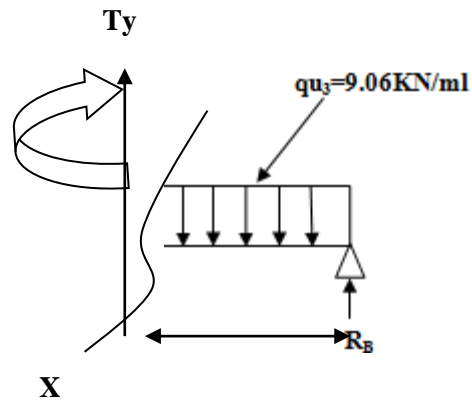
$$\begin{cases} X = 1.20 \text{ m} \rightarrow T(1.20) = 14.78 \text{ KN} \\ X = 3.60 \text{ m} \rightarrow T(3.60) = -14.78 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A(x) - qu_1 x 1.20(x - 1.2/2) - qu_2/2(x - 1.20)^2$$

$$M(x) = 25.65(x) - 9.06x1.20(x - 0.6) - 12.32/2(x - 1.20)^2$$

$$\begin{cases} X = 1.20 \text{ m} \rightarrow M(1.20) = 24.26 \text{ KN.m} \\ X = 3.60 \text{ m} \rightarrow M(3.60) = 24.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- 3<sup>eme</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.20 \text{ m}$



$$T(x) = -R_B + qu_3(x)$$

$$T(x) = -25.65 + 9.06x$$

$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \rightarrow T(0) = -25.65 \text{ KN} \\ X = 1.20 \text{ m} \rightarrow T(1.20) = -14.78 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_B(x) - qu_3(x^2/2)$$

$$M(x) = 25.65x - 9.06(x^2/2)$$

$$\begin{cases} X = 0 \text{ m} \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ X = 1.20 \text{ m} \rightarrow M(1.20) = 24.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- ❖ Calcul du moment max :

$$T(x) = 0$$

$$25.65 - 9.06(1.20) - 12.32(x - 1.20) = 0$$

$$X = 2.4 \in [1.2 ; 3.6]$$

$$M(x) = R_A(x) - qu_1 \times 1.20(x - 1.2/2) - qu_2/2(x - 1.20)^2$$

$$\text{D'où } M_{\max} = M(2.4) = 33.12 \text{ KN.}$$

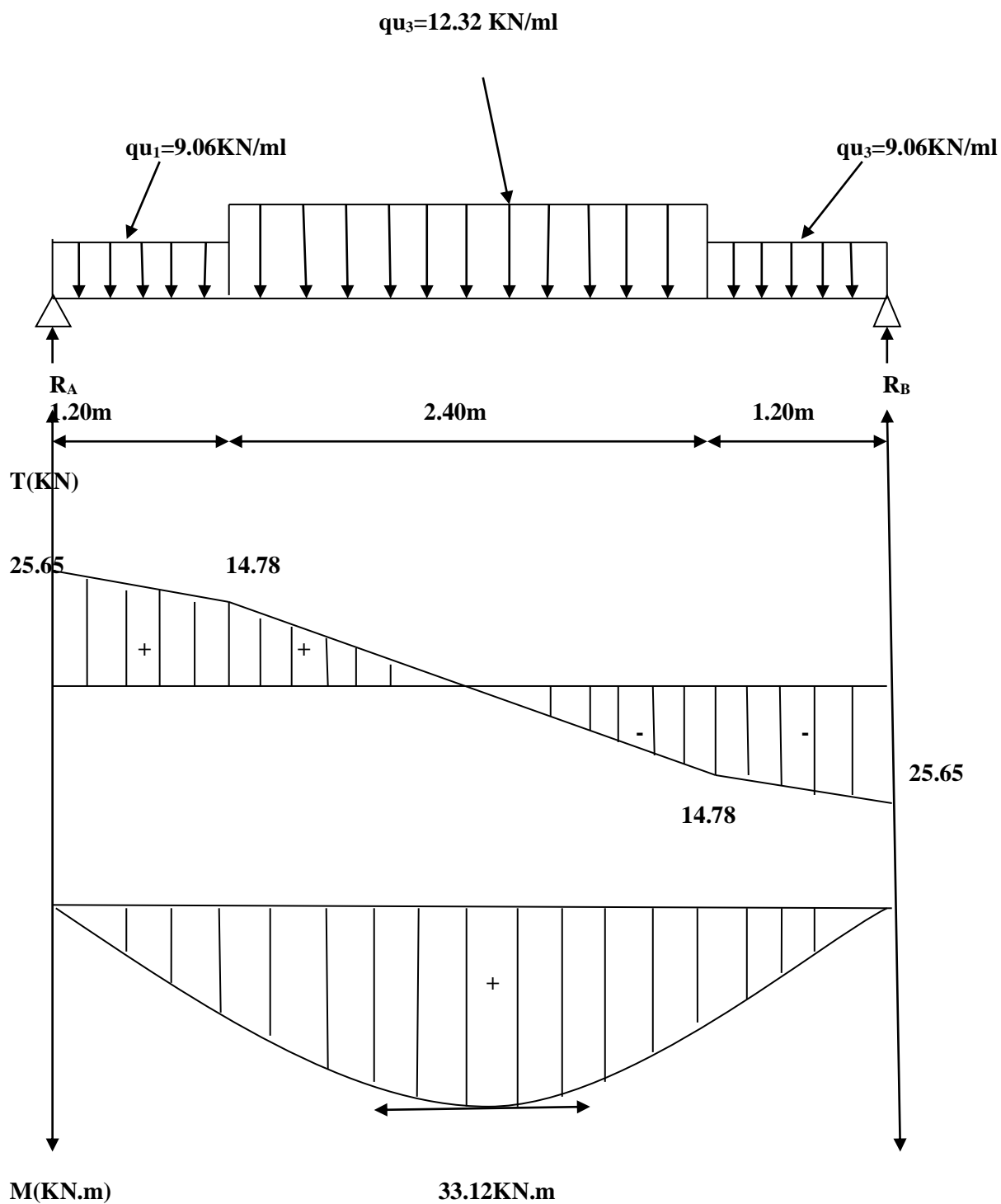


Figure.III.5.6.Diagramme des efforts internes à L'ELS.

**Remarque**

Pour tenir en compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M$  max aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

• **Moment en appuis :**

$$M_u = M_a = (-0.3) M_{\max} = (-0.3) \times (33.12)$$

$$M_a = -9.94 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée :**

$$M_u = M_t = (0.85) M_{\max} = (0.85) \times (33.12)$$

$$M_t = 28.15 \text{ KN.m}$$

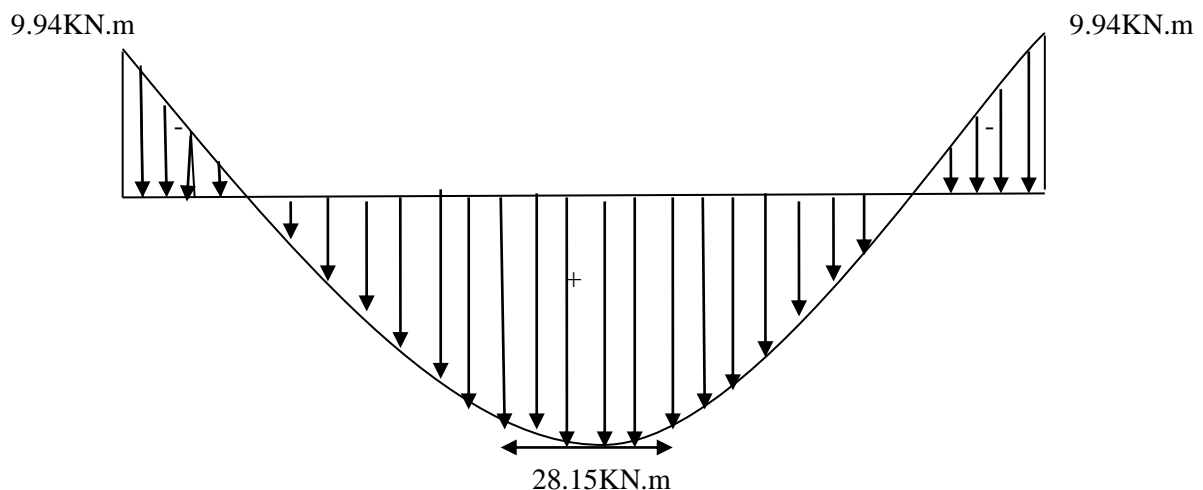


Figure. III.5.7. Diagramme des moments fléchissant (ELS)

**III.5.7. Vérification à l'ELS :****a. État limite de résistance du béton à la compression : (BAEL91 : Art A.4.5,2)**❖ **Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**a)- Aux Appuis :  $M_a = 9.94 \text{ KN.m}$ ,  $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$** 

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242$$

$$\rho = 0.242 \implies \beta = 0.922 ; K_1 = 49.10 ; K = 1/K_1 = 0.020$$

-La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A \times \beta \times d} = \frac{9.94 \times 10^3}{3.14 \times 0.922 \times 13} = 264.109 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^- = 348 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_s = K. \sigma_s = 0.020 \times 264.109 = 5.28 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

**b)-En travée: Mt=28.15KN.m**

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 10.77}{100 \times 13} = 0.828$$

$$\rho = 0.828 \Rightarrow \beta = 0.871 ; K_1 = 23.76 ; K = 1/K_1 = 0.042$$

-La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A \times \beta \times d} = \frac{23.76 \times 10^3}{10.77 \times 0.871 \times 13} = 194.84 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^- = 348 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_s = K. \sigma_s = 0.042 \times 194.84 = 8.183 \text{ MPa} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

**b. Etat limite de déformation (La flèche) :**

Les règles (Art. B.6.8./BAE 91 modifiée 99), précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{480} = 0.03125 < 0.0625 \dots \text{Condition non vérifiée}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.03125 < (23.76/10 \times 33.12) = 0.0717 \dots \text{condition non vérifiée}$
- $\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{10.77}{100 \times 13} = 0.008 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{Condition vérifiée}$

**Dans notre cas les 2 premières conditions ne sont pas vérifiées**

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \max . l^4}{E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4800}{500} = 9.6 \text{ mm} ; \quad L = 480 \text{ cm}$$

$E_v$ : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{28}} = 10818.86 \text{ MPA} ;$$

$$q_s \max = \max(9.06 ; 12.32) \text{KN/ml} = 12.32 \text{KN/ml}$$

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = b/3(v_1^3 + v_2^3) + 15A_t(v_2 - c_2)^2$$

S<sub>xx'</sub> : Moment statique de la section homogène

B<sub>0</sub> : Surface de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15A_{st}d ; \quad B_0 = bh + 15A_{st}$$

$$V_1 = S_{xx'}/B_0 = \frac{\frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 10.77 \times 13}{100 \times 15 + 15 \times 10.77} = 8.03 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - v_1 = 15 - 8.03 = 6.97 \text{ cm}$$

$$I_0 = (8.03^3 + 6.97^3) \frac{100}{3} + 15 \times 10.77 (6.97 - 2)^2$$

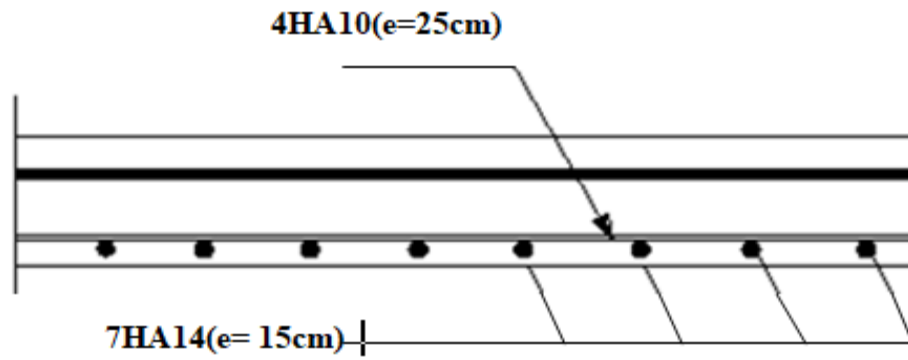
$$I_0 = 32536.78 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 12.32 \times 4.8^4 \times 1000000}{384 \times 10818.86 \times 3253678} = 2.42 \text{ mm}$$

Donc  $f = 2.42 \text{ mm} < \bar{f} = 9.6 \text{ mm} \Rightarrow$  **Condition vérifiée**

❖ L'escalier sera ferrailé comme suit :

- Aux appuis :
  - Armatures principales : 4HA10 ; St=25 cm
  - Armatures de répartition : 4HA8 ; St=25cm
- En travée :
  - Armatures principales : 7HA14 ; St=15 cm
  - Armatures de répartition : 4HA10 ; St=25cm



Coupe A-A

Figure.III.5.8.Coupe d'escalier.

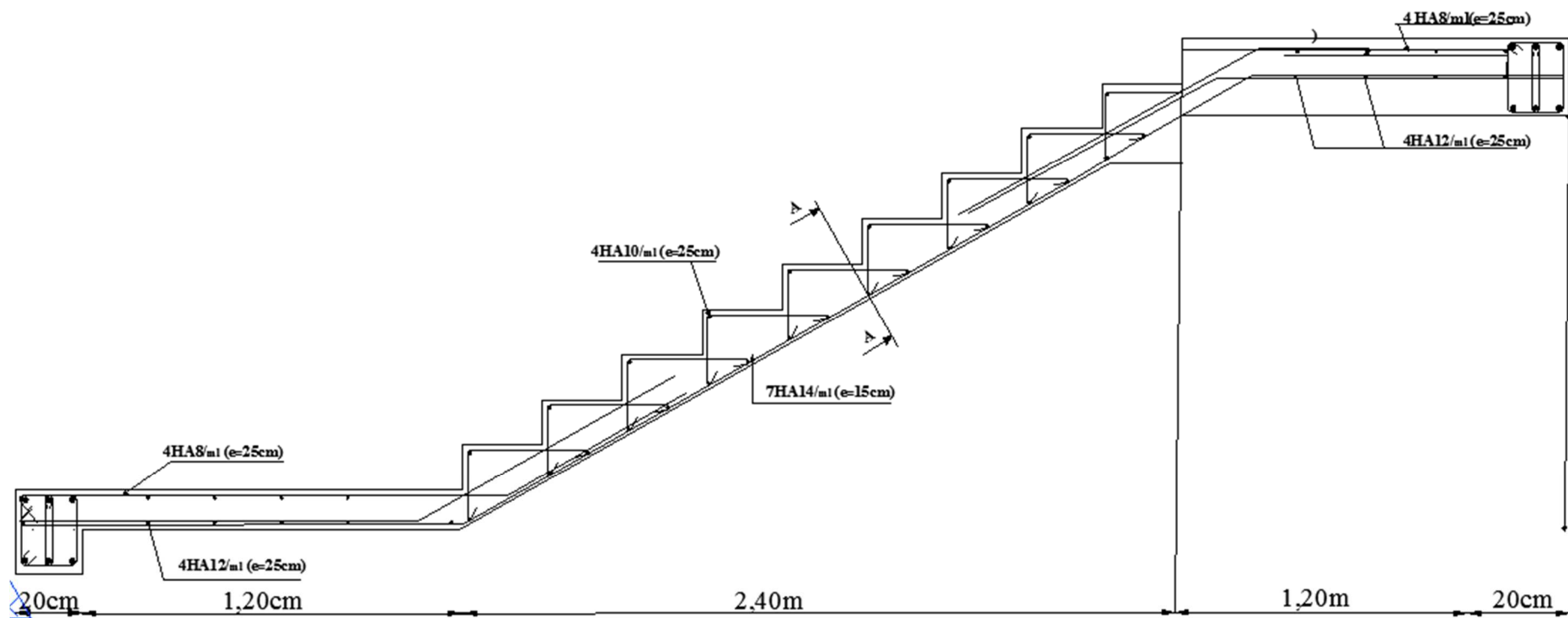


Figure.III.5.9.Schéma de ferrailage d'escalier

### III.6. Calcul de la poutre palière

#### Introduction :

La poutre palière est de section rectangulaire (bxh), destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et du palier, elle partiellement encastrée dans les poteaux.

Sa portée est de  $L = 2,75\text{m}$  (entre nu d'appuis).

#### III.6.1. Pré dimensionnement : (chapitre II)

- La hauteur = 30cm
- La Largeur = 20cm

Donc la poutre palière (bxh) est de section (20x30).

#### III.6.2. Détermination des charges et surcharges :

- Poids propre de la poutre :  $G = 0.20 \times 0.30 \times 25 = 1.5\text{KN/ml}$
- Poids du mur :  $(3,06 - 0,30) \times 2,36 = 6,51\text{KN/ml}$   
 **$G_t = 8,01\text{KN/ml}$**
- Effort tranchant à l'appui :  
 ELU :  $T_u = R_u = 35.54\text{ KN}$   
 ELS :  $T_s = R_s = 25.65\text{ KN}$
- Combinaison de charge et surcharge :  
 ELU :  $q_u = 1.35G_t + T_u = 1.35 \times (8,01) + 35.54$   
 **$q_u = 46,35\text{KN/ml}$**   
 ELS :  $q_u = G_t + T_s = 8,01 + 25.65$   
 **$q_u = 33,66\text{KN/ml}$**

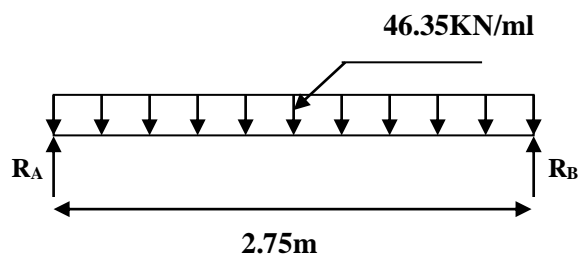


Figure.III.6.1.Schéma statique à l'ELU.

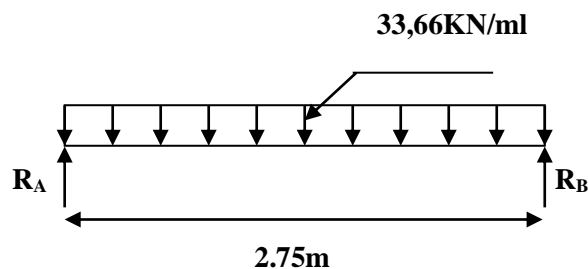


Figure.III.6.2.Schéma statique à l'ELS.

### III.6.3. Calcul à l'ELU :

➤ Réaction d'appuis :

$$\sum \vec{F} = 0$$

$$R_A = R_B = q_u \cdot l / 2 = (46,35 \times 2,75) / 2$$

$$R_A = R_B = 63,73 \text{ KN}$$

➤ Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{46,35 \times 2,75^2}{8}$$

$$M_0 = 43,82 \text{ KN.m}$$

➤ Effort tranchant :

$$T_u = R_A = R_B$$

$$T_u = 63,73 \text{ KN}$$

➤ Moment corrigée :

$$M_u^a = -0,3 M_u = -13,15 \text{ KN.m}$$

$$M_u^t = 0,85 M_u = 37,25 \text{ KN.m}$$

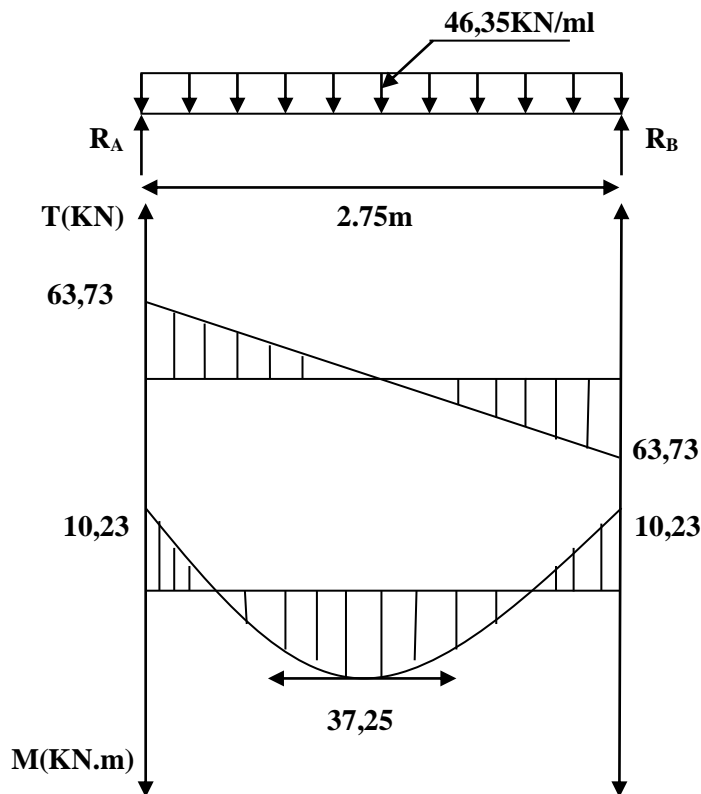


Figure III.6.3 : Diagramme des efforts interne à l'ELU

❖ **Ferraillage à l'ELU :****1. Calcul des armatures :**

- **Aux appuis :  $M_a=13,15\text{KN.m}$**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{13,15 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14,2} = 0,059 \leq \mu_1 = 0,392 \implies \text{SSA}$$

Du tableau on tire  $\beta = 0,970$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13,15 \times 10^3}{0,970 \times 28 \times 348} = 1,40 \text{cm}^2$$

**$A_a=1,40\text{cm}^2$  Soit  $4\text{HA}8=2,01\text{cm}^2$**

- **En travée :  $M_t=37,25\text{KN.m}$**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{37,25 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14,2} = 0,167 < \mu_1 = 0,392 \implies \text{SSA}$$

Du tableau on lit  $\beta = 0,907$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{37,25 \times 10^3}{0,907 \times 28 \times 348} = 4,21 \text{cm}^2$$

**$A_s=4,21\text{cm}^2$  Soit  $4\text{HA}12=4,52\text{cm}^2$**

**NB :** le RPA(Art7.5.2.1) exige que le pourcentage totale des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit de 0.5% en toute section d'où :

$$A_{\text{total}} = 4\text{HA}8 + 4\text{HA}12 = 2,01 + 4,52$$

**$A_{\text{total}}=6,53\text{cm}^2 > 0,005 \times b \times h = 3\text{cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$**

❖ **Vérification à l'ELU :****a-Condition de non fragilité :**

On doit avoir :  $A_s \geq A_{\text{min}} = 0,23 \text{ bd} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times 20 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,68 \text{cm}^2$$

Pour chaque section d'armature calculée, soit aux appuis ou en travées :

$$A_a = 2,01 \text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,68 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t = 4,52 \text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,68 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**b. Contrainte tangentielle (BAEL91/modifier 99ArtA.6.1, 21) :**

On a :  $T_{\text{max}} = 63,73\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{bd} = \frac{63,73 \times 10^3}{200 \times 280} = 1,14 \text{MPa}$$

$\tau_u = 1,14 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = \text{Min} [3,33, 5] \text{MPa} = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont Pas nécessaires.

**c-Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91/modifier 99ArtA.6.1,21):**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{Mpa.}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum u_i}$$

Avec :  $\sum u_i = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{cm.}$

$T(\text{max}) = R_A = R_B = 63,73\text{KN.}$

$$\tau_{se} = \frac{63,73 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 150,72} = 1,68 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**d-Longueur de scellement :**

Longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s}$$

Avec :  $\tau_s = 0.6\Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm} \implies L_s = 50 \text{ cm}$$

Comme  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre, les armatures doivent comporter des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est :  $L_t = 0.4 L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$ .

**e-Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**✓ **Influence sur le béton :**

$$T_u \leq \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9d \times b}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 280 \times 200 \times 10^{-3}}{1.5} = 336 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 63,73 \text{ KN} < 336 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Influence sur les armatures :**

On doit vérifier que :  $A_a \geq \frac{T_u^{\max}}{\sigma_{st}}$

$$\frac{T_u^{\max}}{\sigma_{st}} = \frac{63,73 \times 10^3}{348} = 183.13 \text{ mm}^2$$

$A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.83 \text{ cm}^2 \dots\dots$  Condition vérifiée.

**f- diamètre des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante :

$$\phi_t < \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{35} = \frac{30}{35} = 0.857 \text{ cm} \\ \phi_l = 1.2 \text{ cm} \\ \frac{b_0}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ On prend } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

Les armatures transversales seront constituées d'un seul cadre, ce qui donne :

$$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

✓ **espacement des armatures transversales  $St$  :**

Les espacements seront donnés comme suit :

- Selon le **BAEL91/ modifier 99** on aura :

$$St_1 \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \implies St_1 \leq \min(25.2; 40\text{cm}) \implies St_1 = 25.2 \text{ cm soit } St = 20 \text{ cm}$$

- D'après le RPA2003 Art 7.5.2.2, l'espacement est donné selon deux zones :

- ❖ **la zone nodale** :  $St \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi \right)$

- ❖ **En dehors de la zone nodale** :  $St \leq \frac{h}{2}$

Ce qui donne :

- $St \leq \min(7.5; 16.8) \implies St = 7 \text{ cm. (Zone nodale)}$
- $St = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$  ; on prend  $St = 15 \text{ cm}$  (en dehors de la zone nodale)

✓ **Vérification des armatures transversales :**

$$A_{t_{\min}} = 0.003 \times St \times b \leq A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{t_{\min}} = 0.003 \times 10 \times 20 = 0.6 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{t_{\min}} = 0.003 \times 15 \times 20 = 0.9 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

## III.6.4. Calcul à l'ELS :

## ➤ Réaction d'appuis :

$$\vec{\Sigma F} = 0$$

$$R_A = R_B = \frac{q_s \cdot l}{2} = (33,66 \times 2,75) / 2$$

$$R_B = R_A = 46,28 \text{ KN}$$

## ➤ Moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{33,66 \times 2,75^2}{8}$$

$$M_0 = 31,82 \text{ KN.m}$$

## ➤ Effort tranchant :

$$T_s = R_A = R_B$$

$$T_s = 46,28 \text{ KN/ml}$$

## ➤ Moment corrigée

$$M_{sa} = -0,3 M_s = -9,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0,85 M_s = 27,05 \text{ KN.m}$$

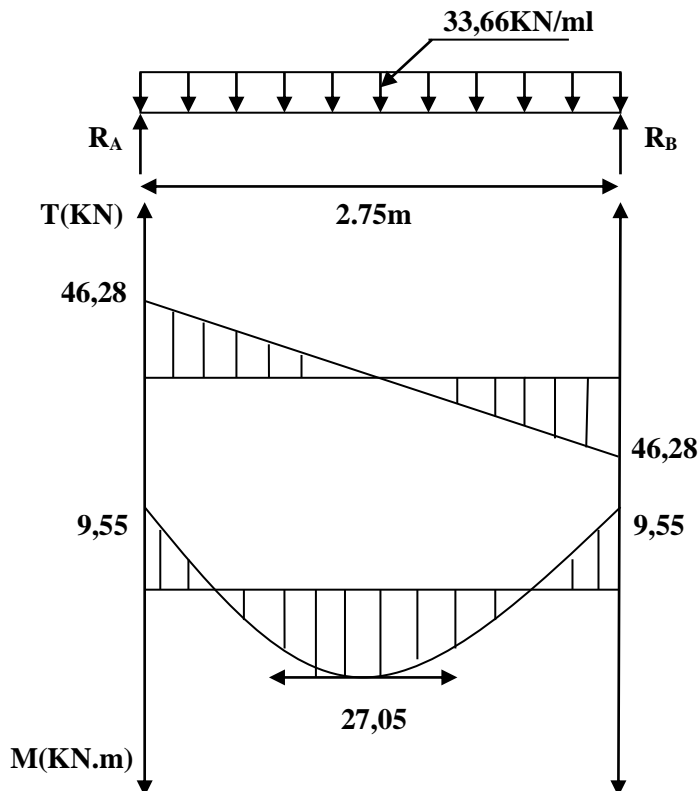


Figure. III.6.4. Diagramme des efforts interne à l'ELS.

## ❖ Vérification à ELS :

## a. Etat limite de compression du béton :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

✓ **Aux appuis : Ma= - 9,55KN.m**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{20 \times 28} = 0.36$$

$$\beta_1 = 0.907 \implies K_1 = 38,76 \implies K = 0.026$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^s}{A\beta d} = \frac{9,55 \times 10^3}{2,01 \times 0,907 \times 280} = 187,08\text{MPa} < 348\text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} = 0.03 \times 187,08 = 4,86\text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En travée : Mt=27.07KN.m**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{20 \times 28} = 0.807$$

$$\beta_1 = 0.872 \implies K_1 = 24,06 \implies K = 0.042$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^s}{A\beta d} = \frac{27,05 \times 10^3}{4,52 \times 0,872 \times 280} = 245,11\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} = 0.042 \times 245,11 = 10,29\text{MPa} < \sigma_b = 15\text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### b. Etat limite d'ouverture des fissures :(BAEL 91/version99, Art A.5.3.4)

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

#### c-Etat limite de déformation :

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 :

- ✓  $\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16}$
- ✓  $\frac{H}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0}$
- ✓  $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} H=30 \text{ cm} \\ L=275\text{cm} \\ b= 20\text{cm} \\ d= 28\text{cm} \\ M_{ts} = 27,05\text{KN.m} \quad (\text{moment en travée à l'ELS}) \\ M_0 = 31,82\text{KN.m} \quad (\text{moment isostatique à l'ELS}) \\ A_t = 4.52\text{cm}^2 \quad (\text{section d'armatures en travée}) \end{array} \right.$$

$$\checkmark \frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \implies 0.1 > 0.0625 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \frac{H}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} \implies 0.1 > 0.085 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \implies 0.008 < 0.0105 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire car les 3 conditions sont vérifiées.

➤ **Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

❖ **Ferraillage de la poutre palière :**

Aux appuis :  $A_a=4HA8$

En travée :  $A_t=4HA12$

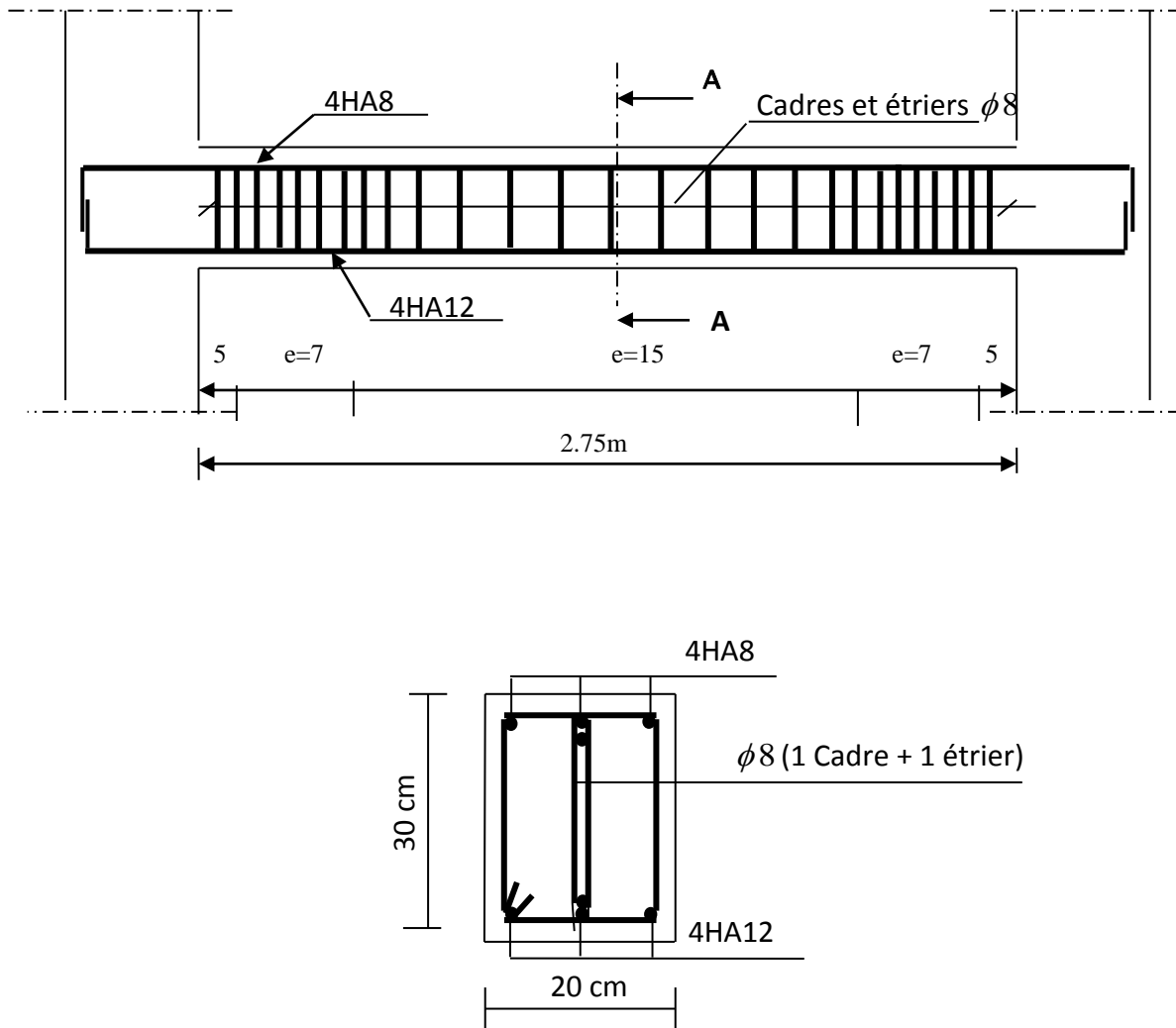


Figure.III.6.5.Ferraillage de la poutre palière.

## IV.1.Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importants dommages sur les constructions, ainsi que de grandes pertes de vies humaines.

Pour cela des règlements parasismiques ont été conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer leurs protections.

Dans cette partie, on présentera les différentes étapes de l'introduction des données dans l'application du logiciel **ETABS V9.7** et une vérification de toutes les exigences du RPA.

## IV.2.Les étapes de la modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- Définition des charges statiques (G, Q).
- Définition de la charge sismique E.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

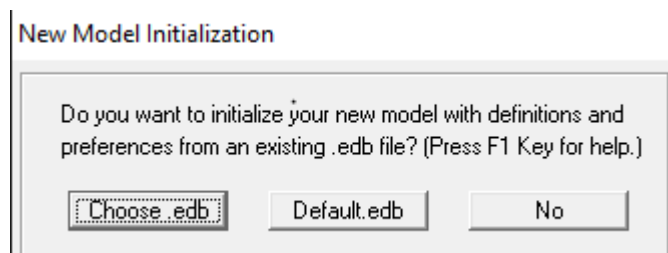
### ➤ Première étape :

#### a-Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans l'ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne **KN.m** comme unités de base pour les forces et déplacements.

#### b- Géométrie de base :

On clique sur : **File** → **new model**



Cette opération permet d'introduire :

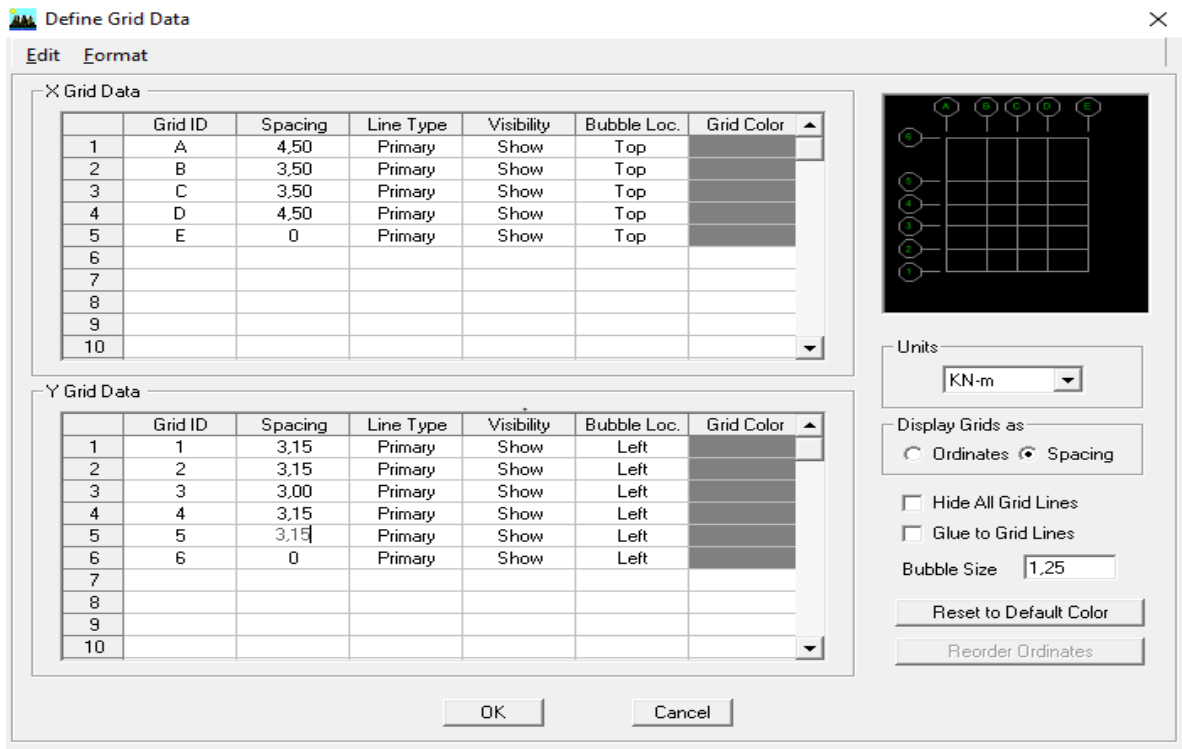
- ✓ Le nombre de portique suivant x-x : 6
- ✓ Le nombre de portique suivant y-y : 5
- ✓ Nombre des étages : 7Niveaux.

En cliquant sur la case **Default.edb**, la fenêtre de dialogue apparaîtra.

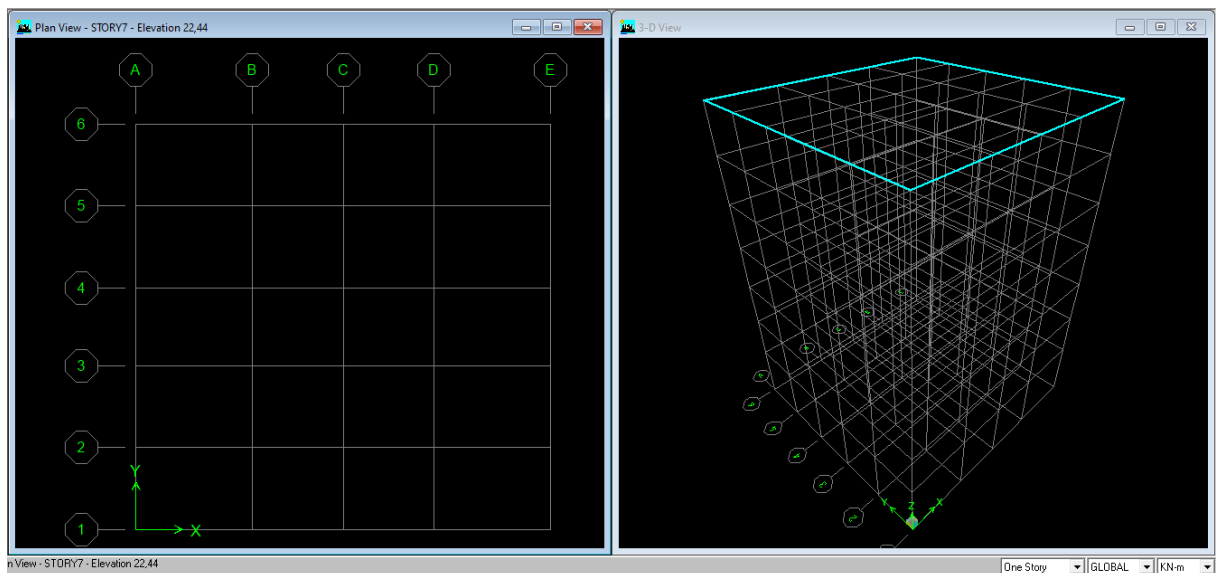
### c-Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs des travées et des hauteurs d'étages.  
Nous cliquons sur :

Dans la fenêtre ci-après, nous cliquons sur **Spacing** puis, nous introduisons les distances des travées suivant x-x et y-y.



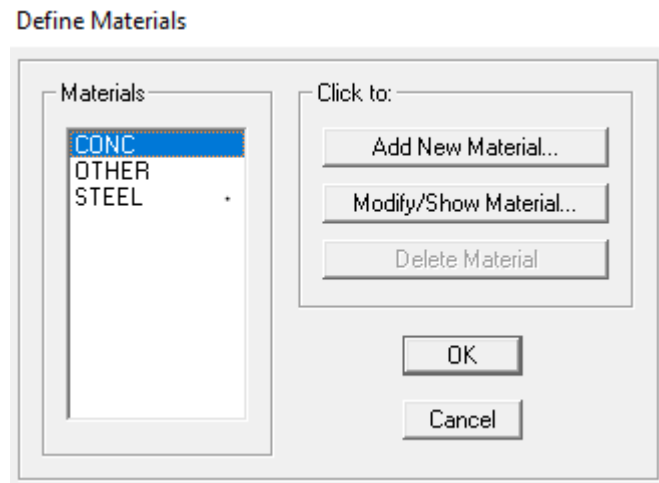
Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et on aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.



➤ **Deuxième étape :**

La définition des propriétés mécaniques des matériaux (l'acier, béton et other)

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélections le matériau **Conc** et on clique sur **Modify/show material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



- **Le matériau béton :**

Material Property Data

<b>Material Name</b>	BETON	<b>Display Color</b>	
<b>Type of Material</b>		<b>Type of Design</b>	
<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic		Design: Concrete	
<b>Analysis Property Data</b>		<b>Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)</b>	
Mass per unit Volume	2,5	Specified Conc Comp Strength, f <sub>c</sub>	25000,
Weight per unit Volume	25,	Bending Reinf. Yield Stress, f <sub>y</sub>	400000,
Modulus of Elasticity	32164200,	Shear Reinf. Yield Stress, f <sub>ys</sub>	400000,
Poisson's Ratio	0,2	<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Coeff of Thermal Expansion	9,900E-06	Shear Strength Reduc. Factor	
Shear Modulus	13401750,		
OK		Cancel	

- **Le matériau Other :**

Material Property Data

<b>Material Name</b>	OTHER	<b>Display Color</b>	
<b>Type of Material</b>		<b>Type of Design</b>	
<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic		Design: None	
<b>Analysis Property Data</b>		<b>Design Property Data</b>	
Mass per unit Volume	0		
Weight per unit Volume	0		
Modulus of Elasticity	1,999E+08		
Poisson's Ratio	0,3		
Coeff of Thermal Expansion	1,170E-05		
Shear Modulus	76884615,		
OK		Cancel	

➤ **Troisième étape :**

La troisième étape consiste à affecter les propriétés géométriques des éléments (Poutres, Poteaux, dalle, voile ...)

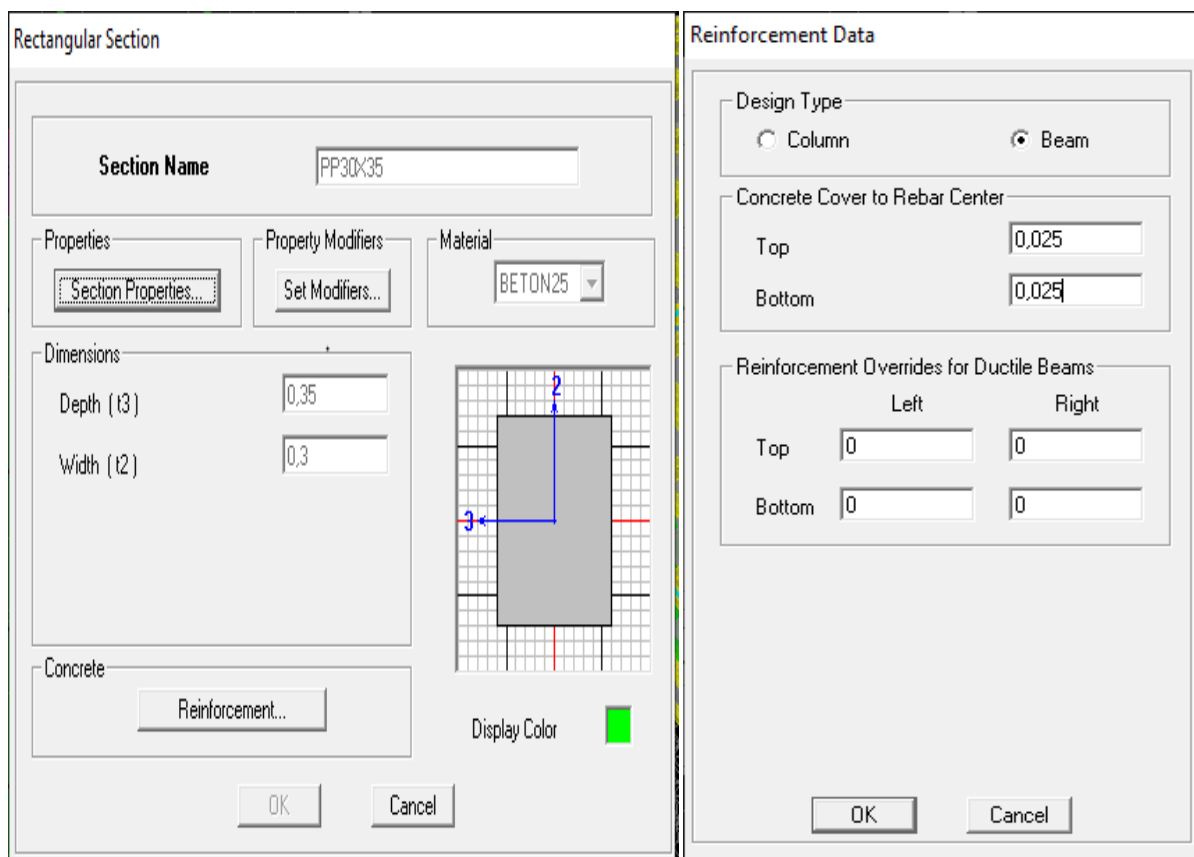
✓ **Poutres, Poteaux :**

On commence par les poutres principales (PP) puis les poutres secondaires (PS) et les poutres de chaînages et ceci de la manière suivante :

**Define** → **Frame Sections**

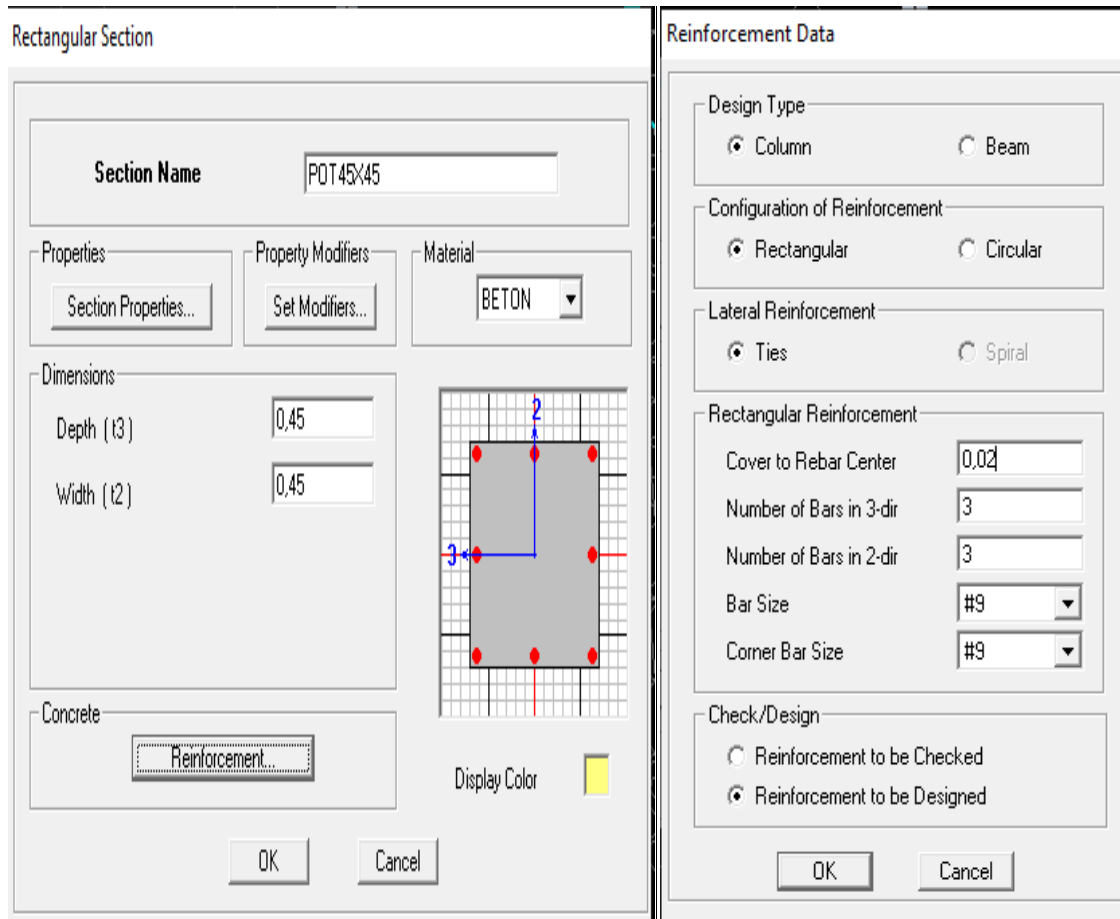
Nous sélectionnons tous les coffrages donnés par défaut dans la colonne puis, nous cliquons sur **Delete property**.

Ensuite nous cliquons sur : **Add I/Wide flange Add rectangular**.



Puis sur : **Reinforcement** → **Beam**, Nous validons par **OK**.

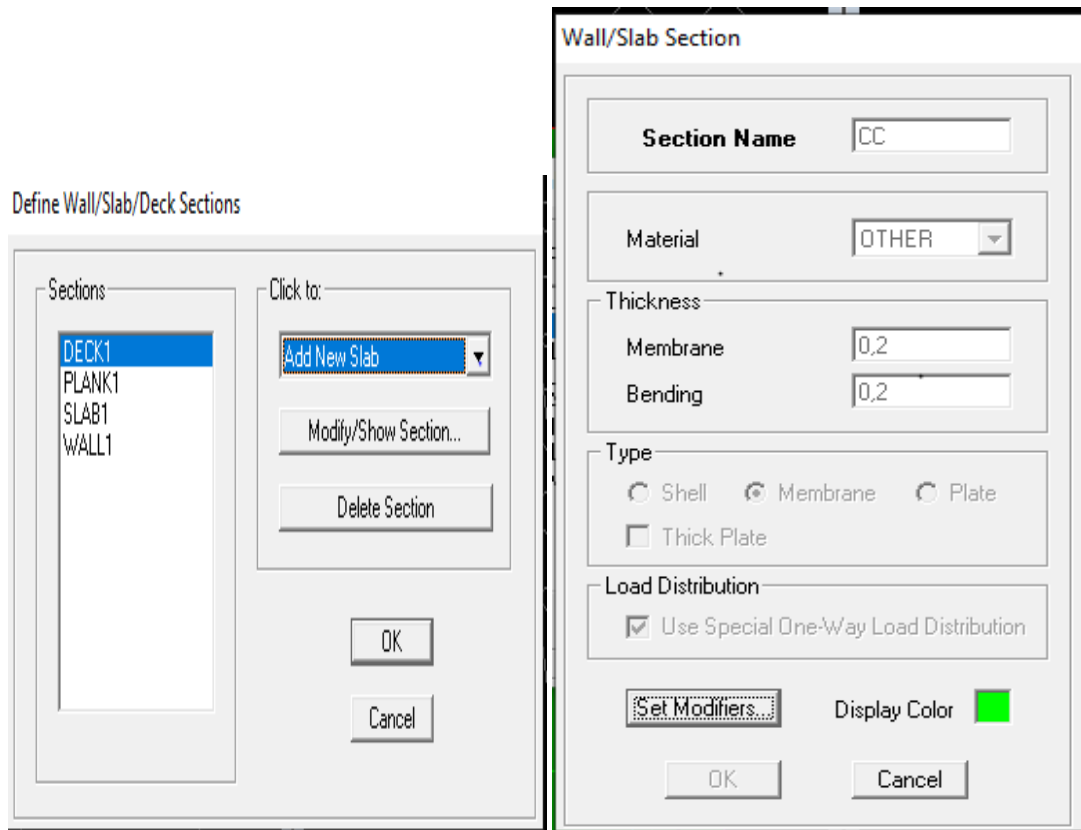
la procédure est la même pour les poteaux, nous devons seulement modifier le paramètre **Beam** et faire la sélection sur **Column**.



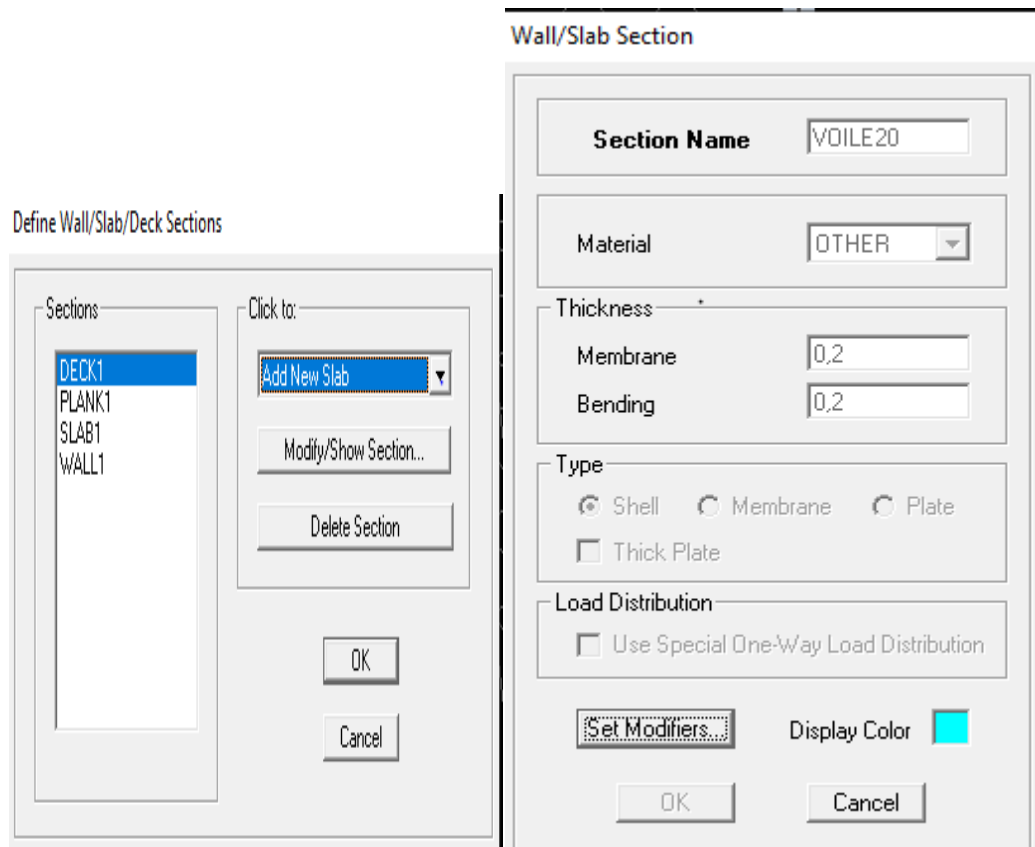
-Après avoir fini de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments surfaciques (planchers, voiles et dalle pleine).

✓ **Planchers :**

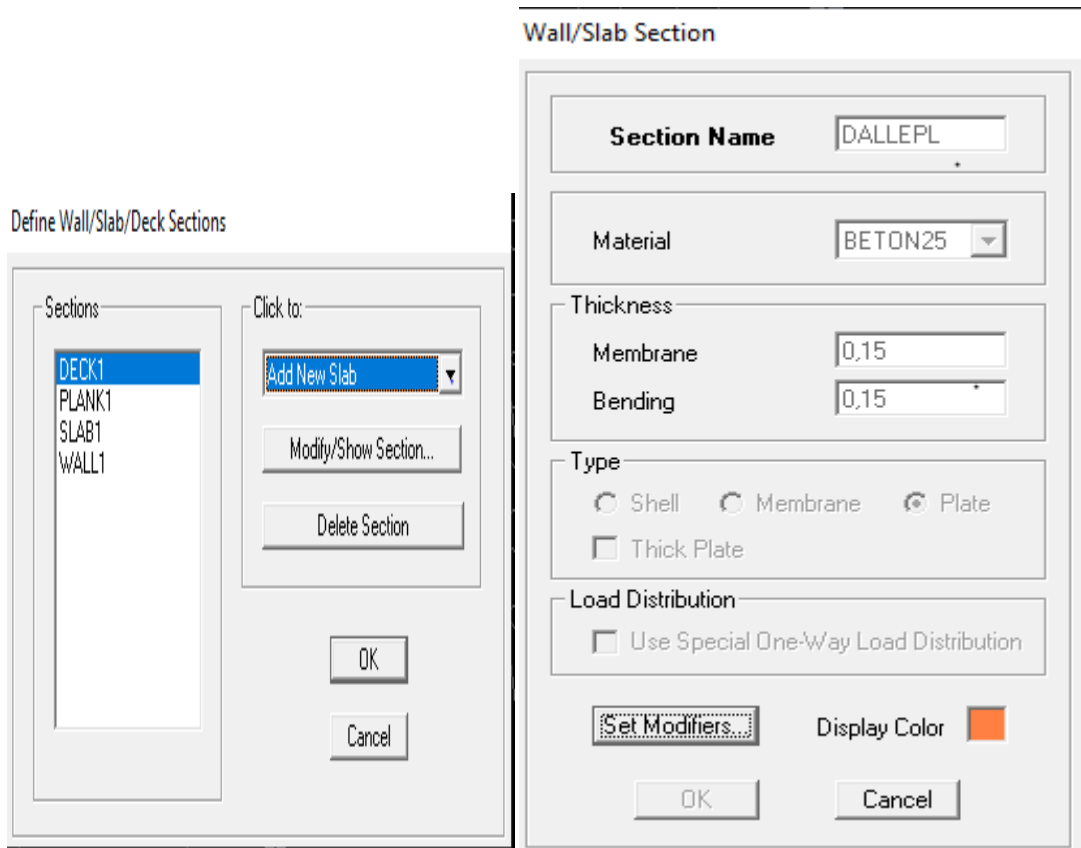
**Define** → **Wall / slab**, on clique sur **Add new slab** et on spécifie le nom **CC** (plancher en corps creux) et l'épaisseur.



✓ Voile :



- ✓ Dalle pleine :



### ➤ Quatrième étape :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

#### 1-Charges statiques (G et Q :

Pour les définir on clique sur **Define Load Cases**.

- **Charges permanentes :**

**Load Name** (Nom de la charge) : **G**

**Type** : **DEAD** (permanente)

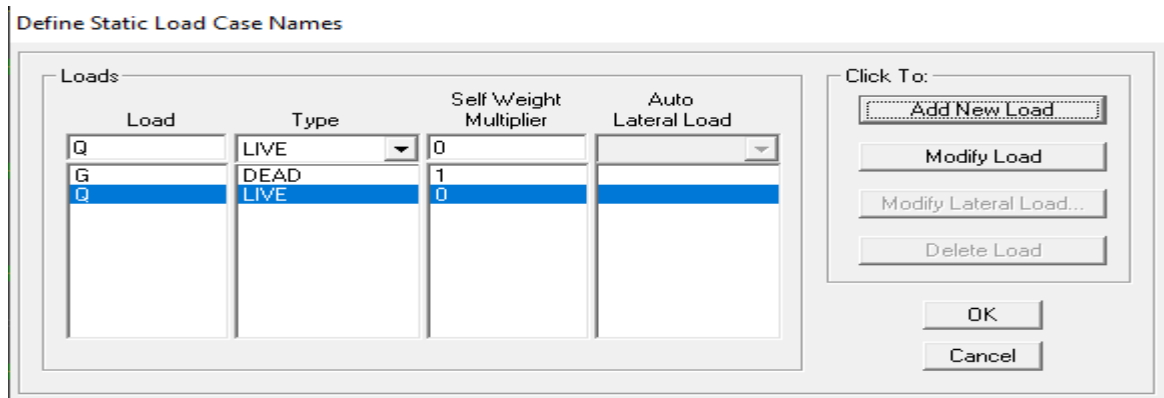
**Self weight multiplié** (Coefficient interne poids propre) : **1**

- **Charges d'exploitation :**

**Load Name** (Nom de la charge) : **Q**

**Type** : **live** (exploitation) :

**Self weight multiplié** (Coefficient interne poids propre) : **0**



## 2-Charge dynamique (E) :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS** (Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique). Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération ( $Sa/g$ ) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

### Données à introduire dans l'application:

-Zone : IIa

-Groupe d'usage : 2

-Coef comportement : 5 Mixte portique/voile avec interaction

-Site : S2 (site Ferme).

-Facteur de qualité(Q) : 1.15

-Amortissement : 8.5%

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**.

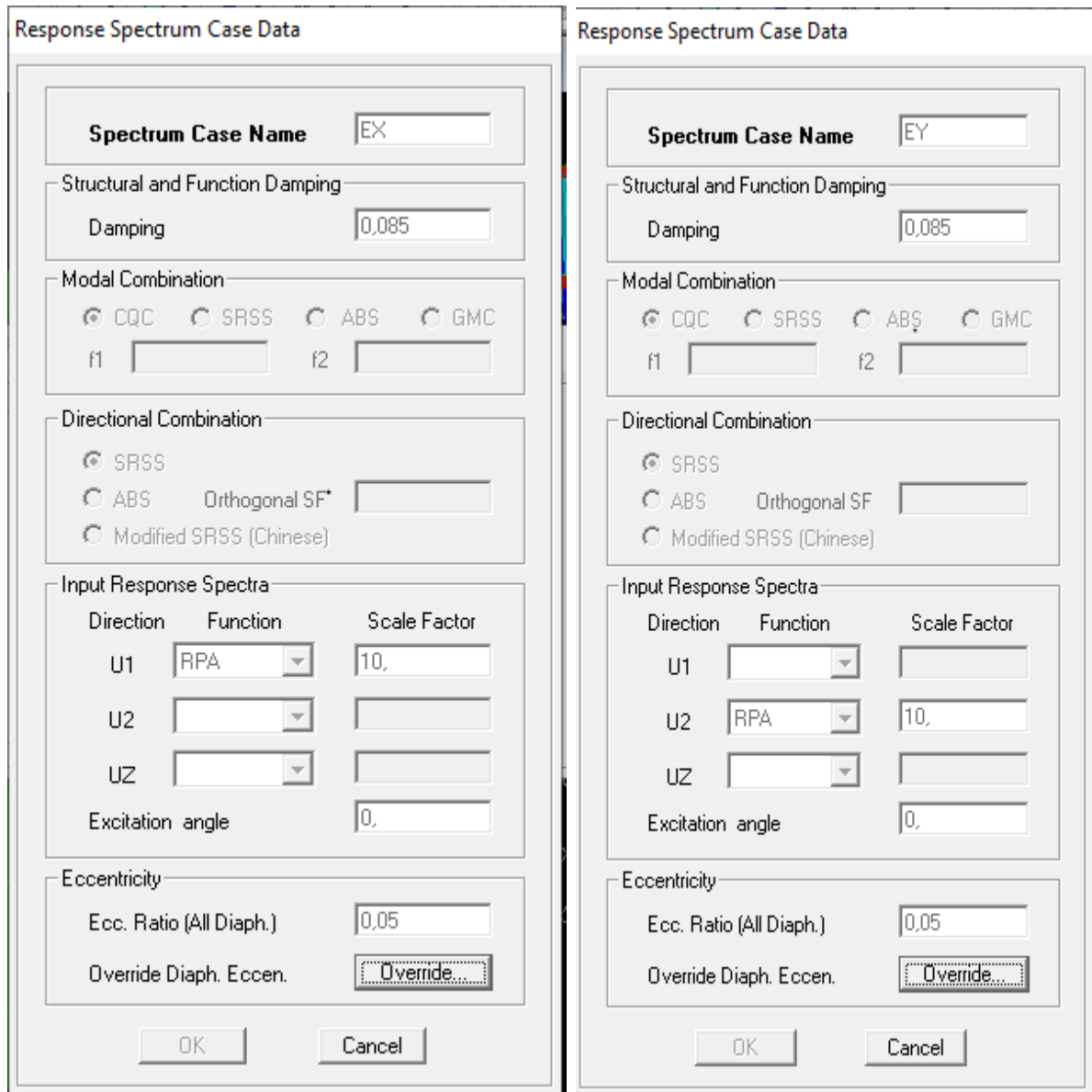
Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

**Define** → **Response Spectrum Functions** → **Spectrum From File Function Name** (nom du spectre) on clique sur **OK** pour valider.

The image shows two overlapping windows from a software application. The background window is titled "Paramètres RPA99" and contains a "Graph du spectre" plot showing a decaying curve. Below the plot are several control panels: "Zone" with radio buttons for I, IIA, IIB, III; "Groupe d'usage" with radio buttons for 1A, 1B, 2, 3; "Coeff. comportement" set to 5; "Amortissement" set to 8,5%; "Facteur de qualité Q" set to 1.15; and "Site" with radio buttons for S1, S2, S3, S4. The foreground window is titled "Response Spectrum Function Definition" and contains fields for "Function Name" (RPA), "Function Damping Ratio" (0,085), "Function File" (c:\users\pc\documents\vrppppaaaa.txt), "Header Lines to Skip" (0), and "Values are" (Period vs Value selected). It also features a "Function Graph" plot, "Convert to User Defined", "View File", "Display Graph", "OK", and "Cancel" buttons.

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste en la définition du chargement **EX** et **EY** (séisme), pour cela on clique sur

**Define** → **Response Spectrum Cases** → **Add New spectrum.**



Dans la partie **Input Response Spectra**, nous allons introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principale U1 et U2.

➤ **Cinquième étape : Introduction des combinaisons d’actions.**

Les combinaisons d’actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons aux états limites :**

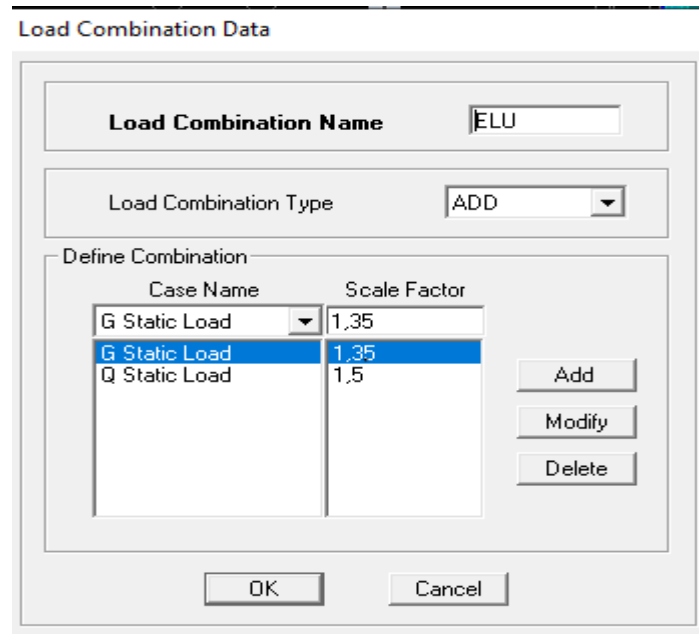
- ELU :  $1.35G + 1.5Q$
- ELS :  $G + Q$
- poids :  $G + 0.2Q$

- **Combinaisons accidentelles du RPA :**

- GQE :  $G + Q \pm E$
- 0,8GE :  $0.8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

**Define → Load Combination → Add New Combo.**



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

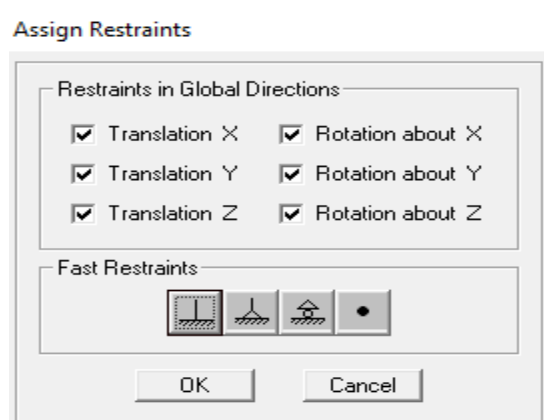
➤ **Sixième étape :**

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, Diaphragmes) pour la structure modélisée.

• **Appuis :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** au sol de la fondation, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds à la base puis on clique sur :

**Assign → Joint/Point → Restraints.**



- **Masse –Source :**

La masse source est la masse revenant à chaque plancher, dont la valeur est égale à  $W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta_{\text{plancher}}$

B : Coefficient de pondération, d'après le RPA  $\rightarrow \beta = 0,2$

L'inertie massique est déterminée automatiquement par ETABS

**Define  $\rightarrow$  masse source  $\rightarrow$  From Loads .**

The screenshot shows the 'Define Mass Source' dialog box. It has two main sections: 'Mass Definition' and 'Define Mass Multiplier for Loads'. In 'Mass Definition', the 'From Loads' radio button is selected. The 'Define Mass Multiplier for Loads' section contains a table with two columns: 'Load' and 'Multiplier'. The table has three rows: Q with multiplier 1, G with multiplier 0.2, and Q with multiplier 1. To the right of the table are 'Add', 'Modify', and 'Delete' buttons. At the bottom, there are two checked checkboxes: 'Include Lateral Mass Only' and 'Lump Lateral Mass at Story Levels'. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the very bottom.

Load	Multiplier
Q	1
G	0,2
Q	1

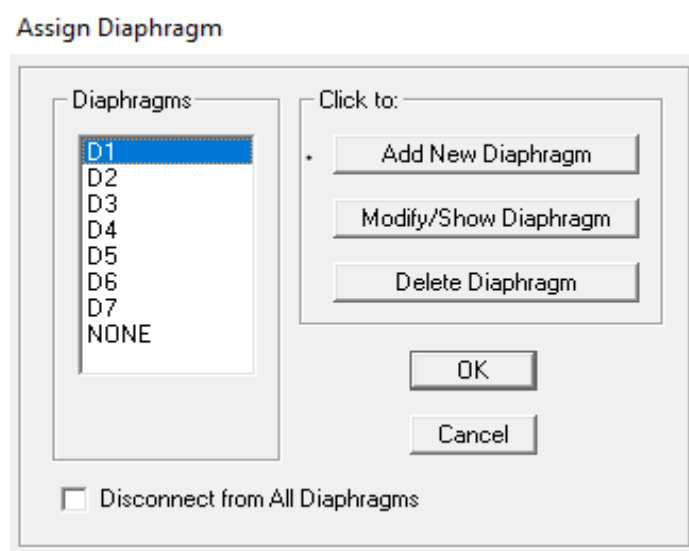
- **Diaphragme :**

Les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne tout le premier plancher puis on clique sur :

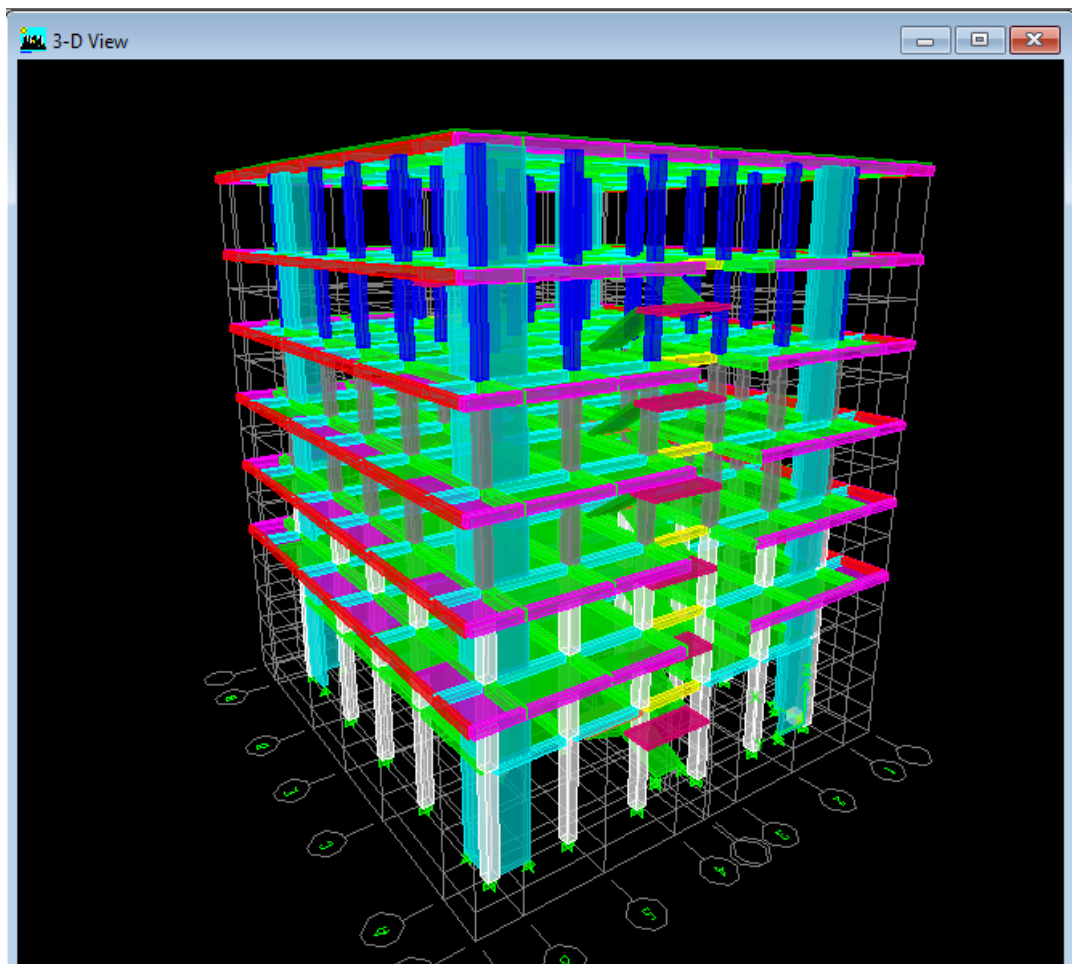
**Assign  $\rightarrow$  Joint/Point  $\rightarrow$  Diaphragm  $\rightarrow$  Add New Diaphragm  $\rightarrow$  D1  $\rightarrow$  OK.**

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

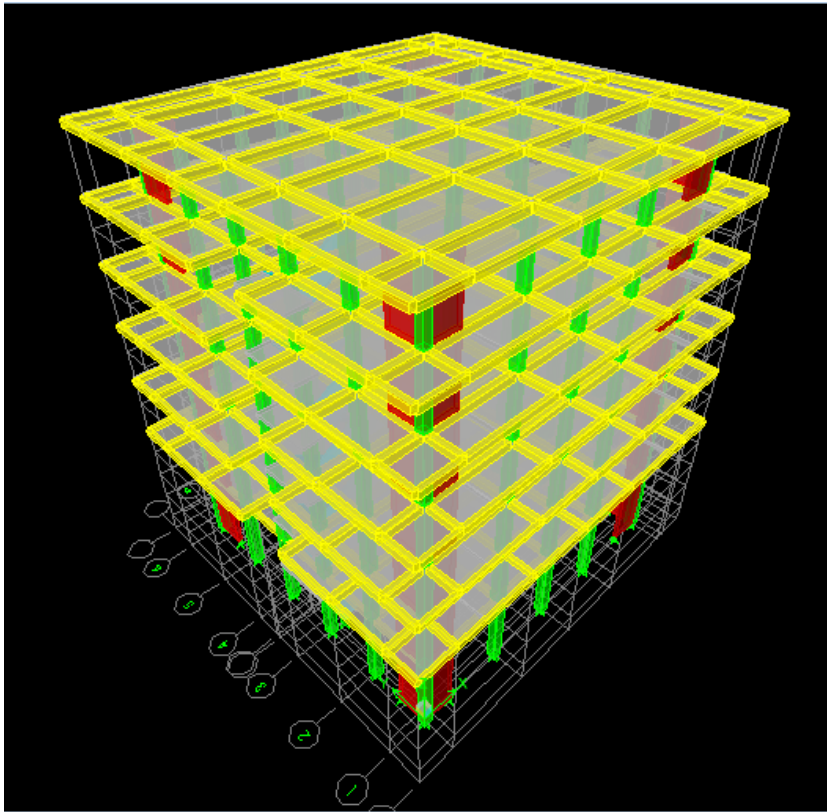


- **Septième étape : Analyse et visualisation des résultats :**  
Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on Sélectionne **Run Analysis**.

### Vue en 3D de la structure



### IV.3.Vérification des recommandations de RPA :



#### Introduction :

Cette partie consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont.

1. le Pourcentage de participation de la masse modale.
2. la période fondamentale de la structure.
3. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux.
4. Justification de l'interaction voiles portiques.
5. Vérification de l'effort tranchant à la base.
6. Vérification de l'excentricité.
7. Vérification du déplacement maximal de la structure .
8. Justification vis-à-vis les déformations.
9. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.

### IV.3.1. Vérification du Pourcentage de participation de la masse modale :

D'après l'article 4.2.4 RPA99/v2003, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure.
- Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée

On obtient les résultats comme suit: **Display / show tables / AnalysisResults/ Modal Information / Modal participating mass ratios**

Modal Participating Mass Ratios											
Edit View											
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
▶	1	0,610417	0,0148	72,9224	0,0000	0,0148	72,9224	0,0000	98,2294	0,0192	0,0002
	2	0,558627	73,3040	0,0147	0,0000	73,3189	72,9372	0,0000	0,0192	98,3455	0,0000
	3	0,435037	0,0000	0,0001	0,0000	73,3189	72,9372	0,0000	0,0001	0,0000	73,7482
	4	0,134318	0,0014	17,8117	0,0000	73,3203	90,7490	0,0000	1,4108	0,0002	0,0000
	5	0,130838	17,5150	0,0015	0,0000	90,8353	90,7504	0,0000	0,0002	1,3107	0,0000
	6	0,085116	0,0000	0,0000	0,0000	90,8353	90,7505	0,0000	0,0000	0,0000	18,5146
	7	0,051541	0,0007	5,1956	0,0000	90,8360	95,9460	0,0000	0,2494	0,0000	0,0000
	8	0,051072	5,1702	0,0007	0,0000	96,0062	95,9467	0,0000	0,0000	0,2362	0,0000
	9	0,031772	0,0000	0,0001	0,0000	96,0062	95,9468	0,0000	0,0000	0,0000	4,5262
	10	0,027134	0,0005	2,0291	0,0000	96,0067	97,9759	0,0000	0,0533	0,0000	0,0000
	11	0,026944	2,0300	0,0005	0,0000	98,0368	97,9764	0,0000	0,0000	0,0519	0,0000
	12	0,019611	0,0000	0,0000	0,0000	98,0368	97,9764	0,0000	0,0000	0,0000	0,0471
	13	0,019553	0,0000	0,0609	0,0000	98,0368	98,0373	0,0000	0,0012	0,0000	0,0001
	14	0,018316	0,1265	0,0012	0,0000	98,1633	98,0385	0,0000	0,0000	0,0009	0,0005
	15	0,017666	0,0251	0,0118	0,0000	98,1885	98,0503	0,0000	0,0001	0,0003	0,2857
	16	0,017545	0,0483	0,0071	0,0000	98,2367	98,0574	0,0000	0,0000	0,0008	0,0018
	17	0,017233	0,0223	0,3873	0,0000	98,2590	98,4447	0,0000	0,0077	0,0003	0,1063
	18	0,017165	0,3324	0,1520	0,0000	98,5915	98,5968	0,0000	0,0036	0,0068	0,0609
	19	0,017088	0,3625	0,0004	0,0000	98,9540	98,5971	0,0000	0,0001	0,0079	0,0266
	20	0,016857	0,0281	0,4872	0,0000	98,9821	99,0843	0,0000	0,0084	0,0009	0,0606
	21	0,016514	0,0001	0,0020	0,0000	98,9822	99,0863	0,0000	0,0001	0,0000	0,7151

Figure IV.1. Période analytique donnée par Etabs.

D'après les résultats obtenus la participation massique atteint les 90% à partir du 5<sup>ème</sup> mode suivant x et à partir du 4<sup>ème</sup> mode suivant y:

-Sens-x : 90.8353 %.

-Sens-y : 90.7490%

Nous représentons sur ces trois figures, les trois premiers modes de vibrations de notre structure.

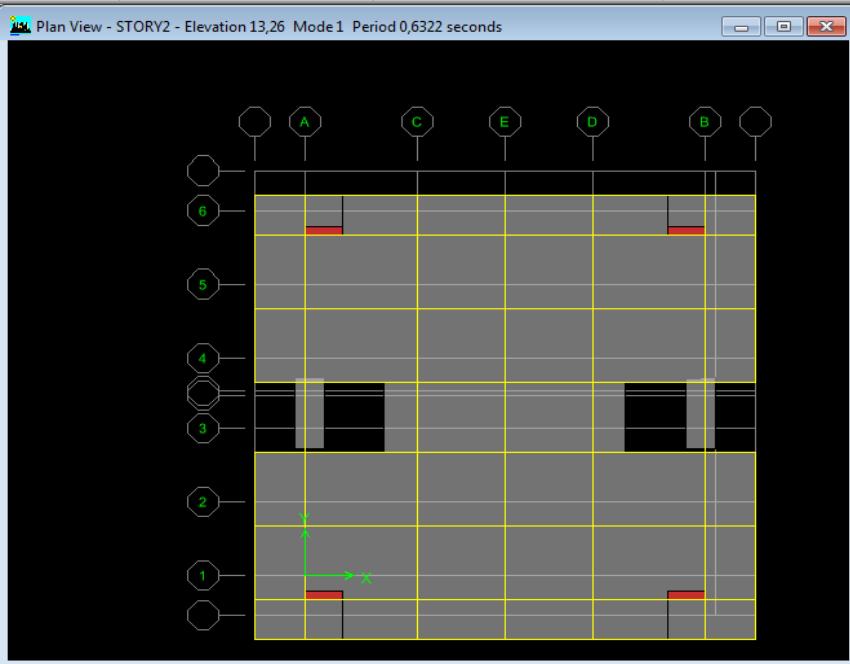


Figure IV.2.Mode 1 translation suivant x-x

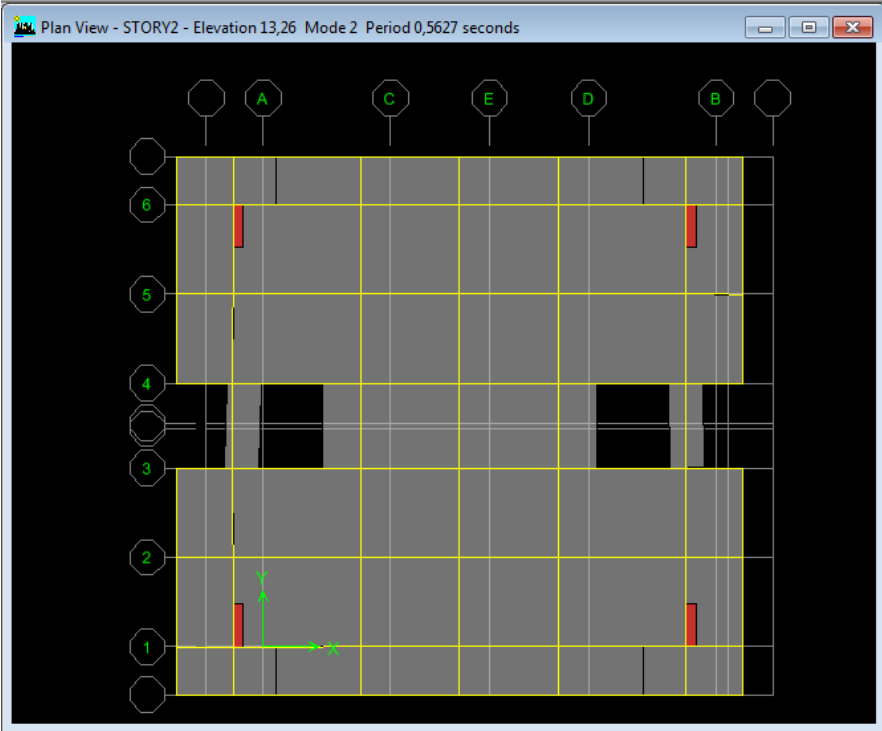


Figure IV.3. Mode 2 translation suivant Y-Y

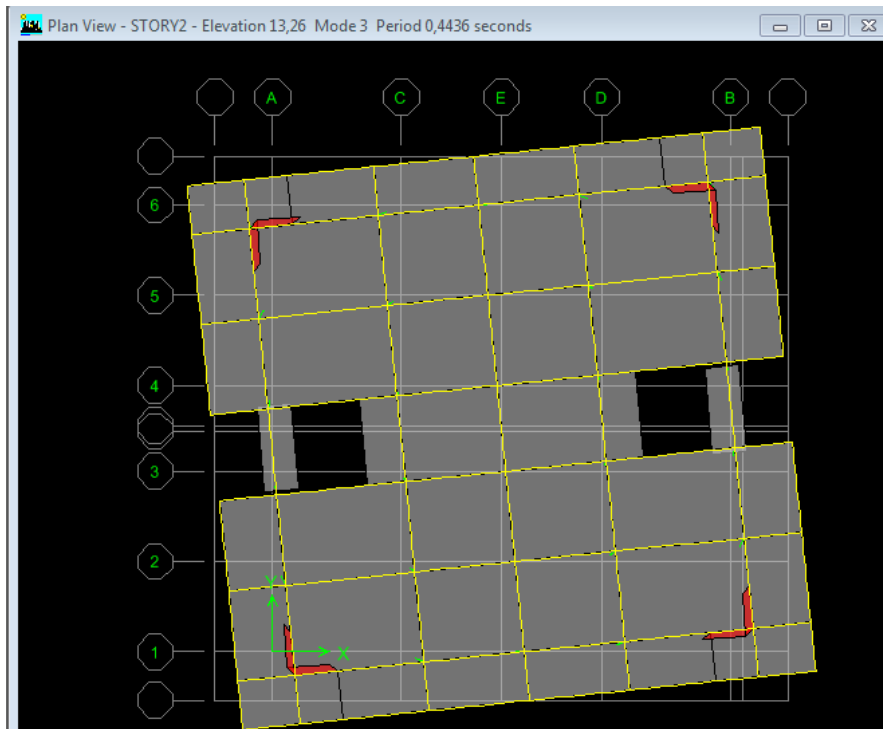


Figure IV.4. Mode 3 rotation autour

**IV.3.2. Vérification de la période :**

Après l'exécution des étapes suivantes on aura la période maximale donnée par le logiciel ETABS égale à 0.61s.

$$T = CT \cdot hN^{3/4} \dots \dots \dots \text{RPA99 version 2003 (Formule 4.6)}$$

Avec :

hN : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N).

CT : Coefficient en fonction du système de contreventement et type de remplissage.

**Tableau IV.1.valeurs de coefficient  $C_T$**

Cas N	Système de contreventement	$C_T$
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonneries	0.075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonneries	0.085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonneries	0.05
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en B.A	0.05

$$\text{Temp} = 0.05 \times (22.44)^{3/4} = 0.52\text{s}$$

La valeur de T calculée partir des méthodes numériques ne doit pas dépasser celle estimée partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Autrement dit :  $T < T_{\text{etabs}} < T_{\text{maj}}$

Après majoration de la période empirique 30% on aura :

$$T_{\text{maj}} = 0.52 + 0.3 \times 0.52 = 0.68\text{s}$$

Du logicielle ETABS on tire  $T_{\text{etabs}} = 0.61\text{s}$

On remarque que  $T = 0.53\text{s} < T_{\text{etabs}} = 0.61\text{s} < T_{\text{maj}} = 0.68\text{s}$  ..... **Condition vérifiée**

### IV.3.3. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \quad (\text{Art 7.4.3.1 RPA 99/version 2003})$$

Avec :

$N_d$ : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$ : l'aire (section brute) de la section de béton.

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

Pour extraire les efforts dans les poteaux, on commence par sélectionner ces derniers ensuite on clique sur : **Display / Show tables / Analysisresults / frame output / Frame Forces / Colun forces.**

Les résultats de vérification sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.2 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux**

$N_d$ (KN)	$b$ (m)	$v$	Observation
1215,61	0,45	0,24	vérifiée
712,46	0,40	0,18	vérifiée
326,73	0,35	0,11	vérifiée

### IV.3.4. Justification de l'interaction voiles portiques :

Les efforts revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel, à l'aide de l'option « **Section Cut** »

On clique sur **Display/ Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison nécessaire (**G ou EX ou EY**).

Puis **Drawon** choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considère.

- En désélectionnant la case **wallon** aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **column, Beam** nous aurons l'effort repris par les voiles.

➤ **Sous charges verticales :**

- $\%N_{voiles} = \frac{N_{voiles}}{N_{tot}} \times 100$
- $\%N_{portiques} = 100 - \%N_{voiles}$

- **Charges verticales reprise par les voiles et les portiques à la base :**

Integrated Forces						
	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	283,4784	8,8171	15314,2821	-283,4784	-8,8171	-14837,054
Moment	291913,54	-96251,77	-3765,578	-282786,35	93276,619	3765,5776

Close Refresh

- **Charges verticales reprise par les voiles :**

Integrated Forces						
	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	243,4115	7,1412	2585,374	-243,4115	-7,1412	-2562,5561
Moment	48620,861	-7108,827	-2996,9712	-48191,27	7043,0285	2996,9712

Close Refresh

- Charges verticales reprises par les voiles =**16,88%**
- Charges verticales reprises par les portiques =**83,12%**

**Sous charges horizontales :**

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par l'**ETABS** (combinaison **E<sub>x</sub>** et **E<sub>y</sub>**) :

**Sens x-x :**

- **Charges horizontales reprise par les voiles et les portiques :**

Integrated Forces						
	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1162,2836	74,7421	5,188E-11	1162,2836	74,7421	4,805E-11
Moment	607,0989	19460,2131	12900,5272	607,0989	19460,2131	12900,5272

- **Charges horizontales reprise par les voiles :**

Integrated Forces						
	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	766,2374	66,657	121,3531	766,2374	66,657	121,3531
Moment	1141,3965	10838,2934	8681,9642	1141,3965	10838,2934	8681,9642

- Effort horizontal repris par les voiles =**65,92%**
- Effort horizontal repris par les portiques =**34,08%**

**Sens y-y :**

- **Charges horizontales reprise par les voiles et les portiques :**

Integrated Forces						
	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	404,3903	1068,1239	6,897E-11	404,3903	1068,1239	5,299E-11
Moment	18453,193	4659,1184	6798,9752	18453,193	4659,1184	6798,9752

- **Charges horizontales reprise par les voiles :**

Integrated Forces						
	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	413,6362	802,2656	15,7929	413,6362	802,2656	15,7928
Moment	13454,0326	4563,5179	4421,2851	13454,0352	4563,5192	4421,2851

- Effort horizontal repris par les voiles = **75%**
- Effort horizontal repris par les portiques = **25%**

### **Conclusion :**

En examinant les résultats obtenus, nous avons constaté que les voiles reprennent moins de **20%** des sollicitations dues aux charges verticales ; et les portiques reprennent plus de **25%** des sollicitations dues aux charges horizontales dans les deux sens, cela nous ramène à dire que la structure est assurée par **un système contreventement mixte avec interaction voiles-portiques (R = 5)**

#### **IV.3.5. Vérification de l'effort tranchant à la base :**

La résultante des forces sismique à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$ .

- Si  $V_t < 0.80 V$  il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport **0.8V/V<sub>t</sub>**.

- **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t$$

Avec :

**A** : coefficient d'accélération de zone (tableau 4-1 RPA 99).

Groupe d'usage : 2  
Zone IIa } **A = 0.15**

**R** : coefficient de comportement global de la structure, dépend du type de contreventement **R = 5**

**W** : poids total de la structure.  $\longrightarrow W = 21876,52KN$

**D** : facteur d'amplification dynamique il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement( $\eta$ ) et la période fondamentale de la structure(T).

$$D \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{Art 4.2.3 RPA 99 / V 2003}$$

$T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie du site (**tableau 4.7 RPA 99/ V 2003**).

$T_2 = 0.5s$  ( S3 : site meuble ).

**T = 0.61s**

**$T_2 = 0.4s < T_{\text{etabs}} = 0.61s < 3s$  donc  $D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}$**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \quad \text{Equation (4.3) Art 4.2.3 RPA99/V 2003}$$

$\xi(\%)$  : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (**Tableau 4.2 RPA 99/ V 2003**).

$\xi = 8.5\% \rightarrow \eta = 0,80$

**D'où :**

$$\mathbf{D = 1.40}$$

$$\mathbf{Q = 1,15}$$

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t \rightarrow V = \frac{0,15 \times 1,40 \times 1,15}{5} \times 21876,52$$

$$\mathbf{V = 1056.64KN}$$

Puis en relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_x = 1217.76KN$$

$$V_y = 1217.51KN$$

• Comparaison des résultats :

$$V_x = 1217.76KN > 80\% V = 845,312 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$V_y = 1217.51KN > 80\% V = 845,312 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

### IV.3.6. Vérification de l'excentricité :

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

• 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).

• Excentricité théorique résultant des plans.

Soit :

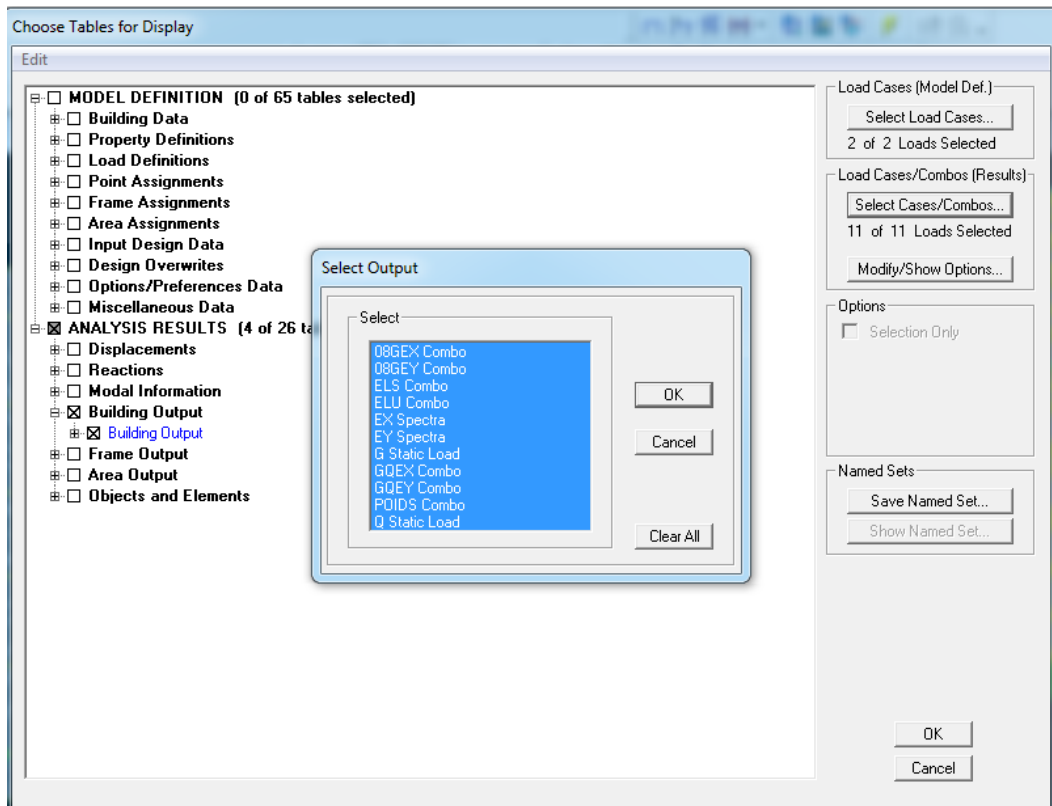
CM : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

On doit vérifier que :

Suivant X-X :  $|CM - CR| \leq 5\% LX \rightarrow |CM - CR| \leq 0.05 \times 20 = \mathbf{1,00m}$   
 Suivant Y-Y :  $|CM - CR| \leq 5\% Ly \rightarrow |CM - CR| \leq 0.05 \times 19 = \mathbf{0,95m}$

**ANALYSIS** → **Building output**



Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

**Select cases/ combos.....2fois sur OK**

	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
▶	SOUS SOL	D1	238,2120	238,2120	7,974	7,804	238,2120	238,2120	7,974
	RDC	D2	324,8374	324,8374	8,000	7,800	324,8374	324,8374	8,000
	STORY1	D3	319,8644	319,8644	8,000	7,800	319,8644	319,8644	8,000
	STORY2	D4	315,5758	315,5758	8,000	7,800	315,5758	315,5758	8,000
	STORY3	D5	311,1878	311,1878	8,000	7,800	311,1878	311,1878	8,000
	STORY4	D6	304,9448	304,9448	8,000	7,800	304,9448	304,9448	8,000
	TERRASSE	D7	293,2799	293,2799	8,000	7,800	293,2799	293,2799	8,000

On relève les valeurs des cordonnés des deux centre (de gravité et de torsion) puis on calcule les excentricités tels qu'ils ont montrés sur le tableau suivant :

Tableau IV.3. Centre de Torsion et Centre de Masse de la Structure

Niveau	Centre de masse		Centre de rigidité		Excentricité théorique	
	X <sub>CM</sub>	Y <sub>CM</sub>	X <sub>CR</sub>	Y <sub>CR</sub>	Ex	Ey
Sous sol	7.974	7.804	7.988	7.802	-0.014	0.002
RDC	8.00	7.80	7.985	7.799	0.015	0.001
01	8.00	7.80	7.987	7.798	0.013	0.002
02	8.00	7.80	7.989	7.798	0.011	0.002
03	8.00	7.80	7.992	7.799	0.008	0.001
04	8.00	7.80	7.993	7.799	0.007	0.001
terrasse	8.00	7.80	7.994	7.799	0.006	0.001

Les résultats de calcul de l'excentricité révèlent que l'excentricité théorique pour chaque niveau est inférieur à l'excentricité accidentelle.

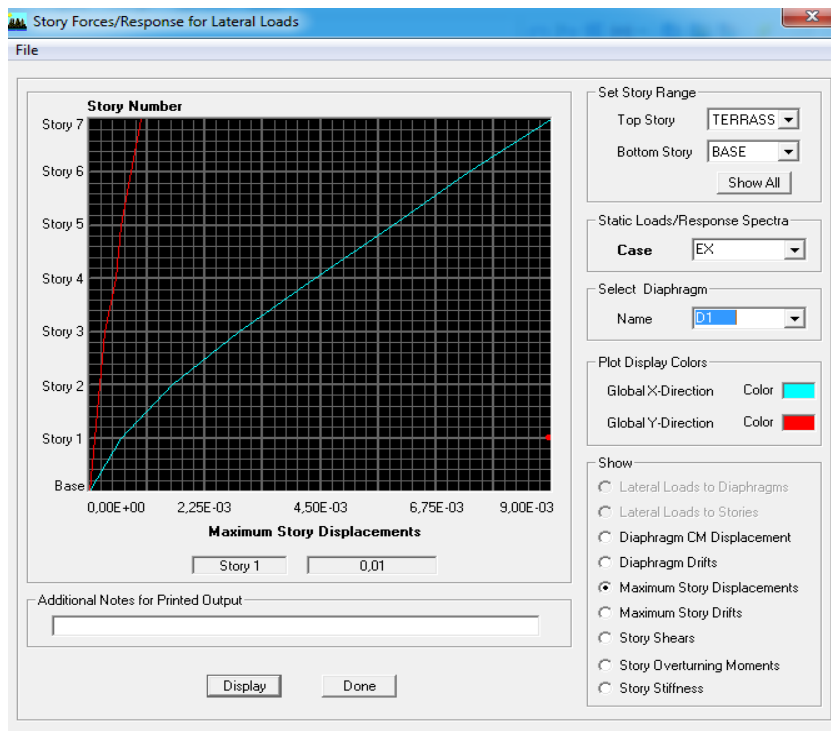
**IV.3.7. Vérification du déplacement maximal de la structure :**

Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible  $f_{adm}$ .

$$F_{adm} = Ht / 500 = 22.44 / 500 = 0.045m \text{ (Art B.6.5.3/BAEL91)}$$

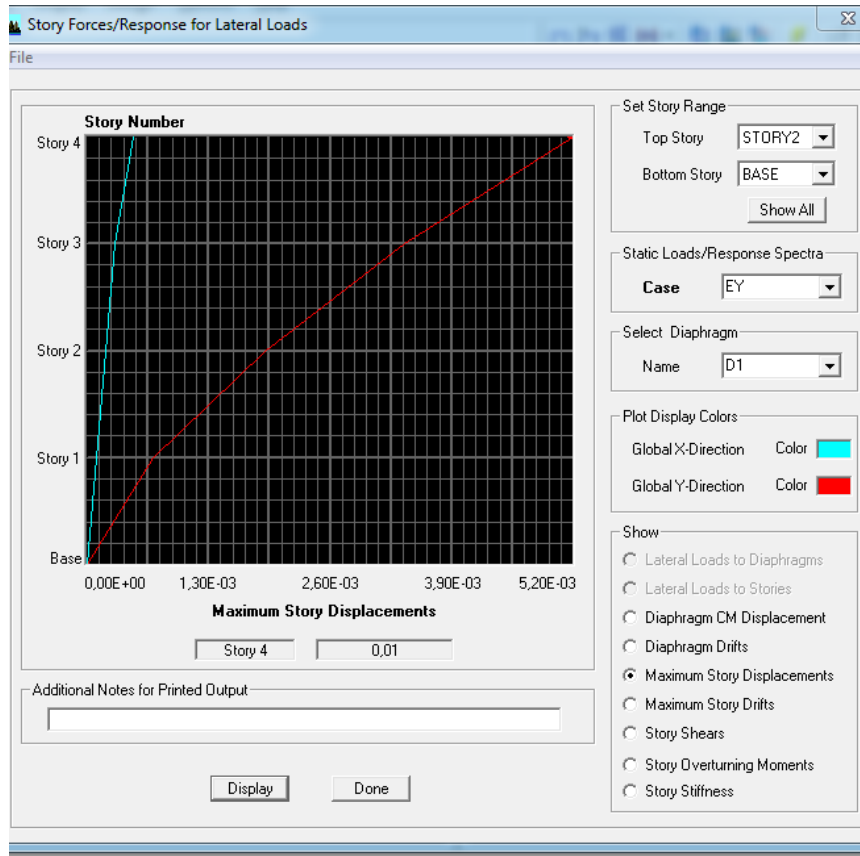
- Déterminer du déplacement maximal avec ETABS :

Dans le sens longitudinal : On suite le cheminement suivant : Display → Show Story Réponse



- ✓ Dans le sens transversal :

De même, on remplace la direction Ex par Ey, et on relève la valeur du déplacement :



❖ **Résultat trouvée**

:

- ✓ Déplacement maximal suivant (x-x) : 0.01m
- ✓ Déplacement maximal suivant (y-y) : 0.01m
- ✓ Flèche admissible : 0.045aaam

**IV.3.8. Justification vis-à-vis les déformations :**

Selon l'article 5.10 RPA 99 /2003 les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau (*k*) par rapport au niveau (*k-1*) est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \text{ avec : } \delta_k = \mathbf{R} \times \delta_{ek}$$

$\delta_k$ : Déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure

$\delta_{ek}$ : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$

$\mathbf{R}$  : coefficient de comportement

On clique sur : **Display / Show tables / résultats / Déplacement/ Diaphragme center of mass déplacement** pour extraire les déplacements en choisissant la combinaison nécessaire (Ex ou Ey).

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

**Sens X :**

**Tableau IV.4. Les déplacements latéraux des étages sens(x-x)**

Niveau	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta_k(m)$	$\Delta k(m)$	$1\% \times h$ (m)	Observation
Terrasse	0,0081	5	0,0405	0,007	0,031	Vérifiée
4	0,0067	5	0,0335	0,0065	0,031	Vérifiée
3	0,0054	5	0,027	0,007	0,031	Vérifiée
2	0,004	5	0,02	0,0065	0,031	Vérifiée
1	0,0027	5	0,0135	0,006	0,031	Vérifiée
RDC	0,0015	5	0,0075	0,005	0,031	Vérifiée
Sous sol	0,0005	5	0,0025	0,0025	0,041	Vérifiée

**Sens Y :**

**Tableau IV.5. Les déplacements latéraux des étages sens (y-y)**

Niveau	$\delta_{ek}$ (m)	R	$\delta_k$ (m)	$\Delta k$ (m)	$1\% \times h$ (m)	Observation
Terrasse	0,0097	5	0,0485	0,0085	0,031	Vérifiée
4	0,008	5	0,04	0,0085	0,031	Vérifiée
3	0,0063	5	0,0315	0,008	0,031	Vérifiée
2	0,0047	5	0,0235	0,008	0,031	Vérifiée
1	0,0031	5	0,0155	0,007	0,031	Vérifiée
RDC	0,0017	5	0,0085	0,0075	0,031	Vérifiée
Sous sol	0,0006	5	0,003	0,003	0,041	Vérifiée

**IV.3.9. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta:**

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effet P-delta) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tout les niveaux : **(Art 5.9 RPA 99/version 2003)**

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1$$

$P_k$ : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K,

$V_k$  : effort tranchant de l'étage k,

$h_k$ : hauteur de l'étage K,

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

Si  $0.1 < \theta_k < 0.2$  : Il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à  $1/(1 - \theta_k)$ .

Si  $\theta_k > 0.2$  : La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats de vérification de l'effet P- $\Delta$  dans les deux sens xx, yy sont donnés dans le ci-dessous :

**Tableau IV.6. Justification Vis-à-vis De l'effet P- $\Delta$  dans les deux Sens.**

Niveau	P (Kn)	$h_k$ (m)	Sens X			Sens Y		
			$V_k$ (Kn)	$\Delta_k$ (m)	$\theta_k$	$V_k$ (Kn)	$\Delta_k$ (m)	$\theta_k$
Terrasse	3063,91	3,06	373,61	0,007	0,018	379,15	0,0085	0,022
4	6203,10	3,06	613,81	0,0065	0,021	615,65	0,0085	0,028
3	9428,35	3,06	804,00	0,007	0,027	802,23	0,008	0,031
2	12653,6	3,06	958,33	0,0065	0,028	954,66	0,008	0,035
1	15976,39	3,06	1079,69	0,006	0,029	1075,27	0,007	0,034
RDC	19299,18	3,06	1173,95	0,005	0,027	1171,39	0,0075	0,04
S sol	21876,52	4,08	1217,76	0,0025	0,011	1217,51	0,003	0,013

$\theta_k < 0,1$  dans les deux sens donc les effets du second ordre sont négligés

#### Conclusion :

Les conditions exigées par le règlement parasismique algérien sont toutes vérifiées donc nous allons passer au ferrailage des éléments structuraux.

**V.1.Ferraillage des poteaux :**

**V.1.1.Introduction :**

Les poteaux seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables dans les deux sens (longitudinal et transversal) puis vérifier à l'ELS.

Les calculs se feront en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et le moment correspondant.

- **Combinaisons de calcul.**

$$\begin{array}{l}
 \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\
 \text{ELS : } G + Q \\
 \\
 \text{G + Q } \pm \text{ E} \\
 \text{0.8G } \pm \text{ E}
 \end{array}
 \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \\ \end{array} \right\}
 \begin{array}{l}
 \text{BAEL91/modifié99} \\
 \\
 \text{RPA99modifiée2003}
 \end{array}$$

**V-1.2-Recommandations et exigences du RPA99 révisée 2003 :**

➤ **-Armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimum est de **12mm**.
- longueur minimale de recouvrement  $L_R = 40\phi$
- La distance entre les barres verticale dans une surface du poteau ne doit pas dépasser **25cm**
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales (Zone critique).
- Les pourcentages d'armatures recommandées par rapport à la section du béton sont:

➤ **Le pourcentage minimal d'armatures sera 0,8% × b × h (en zone IIa) :**

- Poteau (45×45)..... $A_{min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$
- Poteau (40×40).....  $A_{min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$
- Poteau (35×35).....  $A_{min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$

➤ **Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6%×b×h (en zone IIa) :**

- Poteau (45×45).....  $A_{max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$
- Poteau (40×40).....  $A_{max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$
- Poteau (35×35).....  $A_{max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$

➤ **Le pourcentage maximal en zone courante sera 4%×b×h (en zone IIa) :**

- Poteau (45×45).....  $A_{max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$
- Poteau (40×40).....  $A_{max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$
- Poteau (35×35).....  $A_{max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

**V.1.3. Calcul des armatures à l'ELU :**

**V.1.3.1. Exposé de la méthode de calcul à l'ELU :**

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier les cas suivant :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

Chaque section sera classée (SPC, SEC ou bien SET) suivant la position de son centre de pression, qui est donné par la formule suivante :

Calcul du centre de pression :  $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

- **Section partiellement comprimée (SPC) :**

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures (que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

- le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u (d - c') - M_f \leq [0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}] bh^2 f_{bc}$$

Avec :

$N_u$  : effort de compression.

$M_f$  : Moment fictif.

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

Détermination des armatures:

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Avec :} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{MPa}$$

$\mu$  : Moment réduit.

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

Si  $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  la section est simplement armée. ( $A' = 0$ )

$$\text{Armatures fictives : } A_f = \frac{M_f}{\beta_d \sigma_s}$$

$$\text{Armatures réelles : } A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} \quad \text{si l'effort est négatif.}$$

- 2<sup>ème</sup> cas :

Si  $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  la section est doublement armée. ( $A' \neq 0$ )

$$\text{On calcul : } M_r = \mu_1 \cdot bd^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$M_r$  : Moment ultime pour une section simplement armée.

$$\begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \end{cases}$$

La section réelle d'armature:

$$\begin{cases} A_s' = A' \\ A_s = A_f + \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

• **Section entièrement comprimée (SEC) :**

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d-c)' - M_f > [0.337h - 0.81 \frac{c}{h}] bh^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présenter :

• **1<sup>er</sup> cas :**

Si :  $N_u \times (d - c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) b \times h^2 \times f_{bc}$  → la section est doublement armée.

$$A_2 > 0 \text{ et } A_1' > 0$$

**La section d'armature :**

$$A_1' = \frac{M_u \times (d - 0.5h) \times b \times h \times f_{bc}}{(d-c') \times \sigma_s} \quad A_2 = \frac{N_u - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A_1'$$

• **2<sup>eme</sup> cas :**

Si :  $N_u \times (d - c') - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h}) b \times h^2 \times f_{bc}$  → la section est simplement armée.

$$A_2 > 0 \text{ et } A_1' = 0$$

$$A_2 = \frac{N - 100 \psi bhf_{bc}}{100 \sigma_s} \quad \text{Avec :} \quad \psi = \frac{0.3751 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

• **Section entièrement tendue (SET) :**

La section est entièrement tendue cest à dire l'effort normale est un effort de traction

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left( \frac{h}{2} - cg = \frac{h}{2} - c - eu \right)$$

**La section d'armature :**

$$A_s' = \frac{N_u a}{(d-c') \sigma_s} \quad A_s' = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_s$$

Avec :

$$\sigma_s : \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

### Remarque :

Si  $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0 \rightarrow$  excentricité nulle, compression pure. Le calcul se fait à l'état limite de stabilité de forme. la section d'armature sera :  $A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$  avec :

**B** : aire de la section du béton seul.

### V.1.3.2 .Calcul du ferraillage des poteaux.

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel ETABS et leurs ferraillages se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel SOCOTEC.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.1.1 : Ferraillage des poteaux.**

	Sollicitation	Combinaison	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Obs	A <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>Zone I</b>	N <sub>max</sub> → M <sub>cor</sub>	<b>ELU</b>	-1215.61	3.807	<b>SEC</b>	0	0
	N <sub>min</sub> → M <sub>cor</sub>	<b>0.8GE</b>	143.63	6.739	<b>SEC</b>	0	0
	N <sub>cor</sub> → M <sub>max</sub>	<b>GQE</b>	-703.91	-58.044	<b>SEC</b>	0	0
<b>Zone II</b>	N <sub>max</sub> → M <sub>cor</sub>	<b>ELU</b>	-712.46	38.429	<b>SEC</b>	0	0
	N <sub>min</sub> → M <sub>cor</sub>	<b>0.8GE</b>	17.42	1.001	<b>SEC</b>	0	0
	N <sub>cor</sub> → M <sub>max</sub>	<b>GQE</b>	-546.12	-52.692	<b>SEC</b>	0	0
<b>Zone III</b>	N <sub>max</sub> → M <sub>cor</sub>	<b>ELU</b>	-326.73	38.074	<b>SEC</b>	0	0
	N <sub>min</sub> → M <sub>cor</sub>	<b>0.8GE</b>	4.53	0.318	<b>SEC</b>	0	0
	N <sub>cor</sub> → M <sub>max</sub>	<b>GQE</b>	-46.37	46.39	<b>SPC</b>	0	3.60

Le ferraillage sera fait par zone, comme suit :

**Zone I** : Sous sol ; RDC ; 1<sup>er</sup> étage ; (poteaux 45×45)

**Zone II** : 2<sup>ème</sup> ; 3<sup>ème</sup>, étage (poteaux 40×40)

**Zone III** : 4<sup>ème</sup> étage ,5<sup>ème</sup> (terrasse) (poteaux 35×35)

➤ **Vérification des recommandations exigées par le RPA :**

Le tableau si dessous résume les sections totales adoptées:

## Chapitre V Ferrailage des éléments structuraux

Tableau V.1.2: Vérification de sections totales adoptées selon le RPA

Section	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Observation
45×45	<b>4HA20+ 4HA14=18.71</b>	16.2	CV
40×40	<b>4HA16+ 4HA14 =14.2</b>	12.8	CV
35×35	<b>4HA12+ 4HA14 =10.67</b>	9.8	CV

- **Longueur d'ancrage :**

$$L = \frac{\varphi f_e}{4\tau_u}; \tau_{su} = 0,6\Psi f_{t28}; f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

$\Psi_s = 1,5$  pour les aciers à haute adhérence.

$$HA20 : L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_u} = L_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 2,835} = 70,55 \text{ cm}$$

$$HA16 : L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_u} = L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44 \text{ cm}$$

$$HA14 : L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_u} = L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

$$HA12 : L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_u} = L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

- **La Longueur minimale de recouvrement selon RPa est  $L=40\varphi$  :**

Pour le  $\varphi 20 \Rightarrow L = 40\varphi = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$

Pour le  $\varphi 16 \Rightarrow L = 40\varphi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$

Pour le  $\varphi 14 \Rightarrow L = 40\varphi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$

Pour le  $\varphi 12 \Rightarrow L = 40\varphi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$

- **Armatures transversales:**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux aux cisaillements.

- positionner les armatures longitudinales.

- **Espacement des armatures transversales: (7.4.22 du RPA99 modifié 2003).**

:

- **En zone nodale:**

$$S_t \leq (10\varphi_1; 15\text{cm}); S_t \leq (10 \times 1,2; 15)$$

Soit  $S_t = 10 \text{ cm}$

- **En zone courante :**  $S_t \leq \min \{ 15\varphi_1 \} = \min \{ 15 \times 1,2 \}$

Soit  $S_t = 13 \text{ cm}$

$\varphi_1$  : est le diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

Soit :

En zone nodale :  **$S_t = 10 \text{ cm}$**

En zone courante :  **$S_t = 13 \text{ cm}$**

- La section d'armatures transversales : ( Art 7.4.2.2.RPA 99/ver2003

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_t \times f_e} \quad A_t = \frac{\rho_a \times T_u \times S_t}{h_t \times f_e}$$

Tu : effort tranchant de calcul.

ht: hauteur totale de la section brute.

fe: contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

pa: coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$2 \quad 2,5 \rightarrow \lambda_g \geq \rho_a = \begin{cases} 3,75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$ : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau

$L_f$  : La longueur de flambement ( $L_f = 0.7 I_0$ ) ;  $I_0$  : hauteur libre d'étage.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Poteau (45} \times \text{45) : } \lambda_g = 6.35 \\ \text{Poteau (40} \times \text{40) : } \lambda_g = 5.36 \\ \text{Poteau (35} \times \text{35) : } \lambda_g = 6.12 \end{array} \right\} \lambda_g > 5 \rightarrow \rho_a = 2.5$$

**Tableau V.1.3 : Récapitulatif des sections d'armatures transversales dans chaque zone**

	Effort tranchant (KN)	Armatures transversales (cm <sup>2</sup> )	
		St = 10cm	St=13cm
<b>Zone I</b>	70.31	0.98	1.27
<b>Zone II</b>	57.98	0.91	1.18
<b>Zone III</b>	46.07	0.82	1.06

- La quantité d'armatures transversales minimale:

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée comme suit:

Si  $\lambda_g \geq 5$  : 0,3%

Si  $\lambda_g \leq 3$  : 0.8%

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

$$\text{Zone ( I ; II et III) : } \lambda_g > 5 \quad \longrightarrow \quad A_{t_{\min}} = 0.003 S_t \times b$$

Tableau V.1.4: Vérification des sections d'armatures transversales adoptées

	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	A min (cm <sup>2</sup> )		Observation
		St=10	St=13	
Zone I	2,01	1.351.76		CV
Zone II	2,01	1.2	1.56	CV
Zone III	2,01	1.05	1.35	CV

On opte pour :

Zone I : 4cadre φ8

Zone II : 4 cadres φ8

Zone III : 4 cadres φ8

$$\longrightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA8}$$

$$\longrightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA8}$$

$$\longrightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA8}$$

• **Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2 RPA 2003):**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous **combinaison sismique** doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$$

$$0.075 \rightarrow \rho_d = \begin{cases} 0.04 \rightarrow \lambda_g < 5 \\ \lambda_g > 5 \rightarrow \rho_d = 0.075 \end{cases}$$

$$\text{Zone ( I ; II et III)} \longrightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho_d = 0.075$$

Tableau V.1.5 : Vérification au cisaillement

	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
<b>Zone I</b>	0.389	1.88	<b>CV</b>
<b>Zone II</b>	0.498	1.88	<b>CV</b>
<b>Zone III</b>	0.844	1.88	<b>CV</b>

**V.1.4. Vérifications à l'ELS:**

**V.1.4.1. Condition de non fragilité**

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0,23b \times d \times t_{28}}{f_e} \times \left( \frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \right)$$

**VI.1.4.2. Vérification des contraintes à l'ELS :**

Pour le cas des poteaux, nous vérifions l'état limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa (BAEL91/A.4.5.2)}$$

$$\text{Si : } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \longrightarrow \text{section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si : } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \longrightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

• Vérification d'une Section partiellement comprimée

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :  $y_1 = y_2 + l_c$

Avec :

$y_1$  : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression  $C_p$ .

$l_c$  : La distance entre le centre de pression  $C_p$  et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :  $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } \begin{cases} l_c = \frac{h}{2} - e_s \\ p = -3 \times l_c^2 - 90A_s' \frac{l_c - c'}{b} + 90A_s' \frac{d - l_c}{b} \\ q = -2 \times l_c^3 - 90A_s' \frac{(l_c - c')^2}{b} - 90A_s' \frac{(d - l_c)^2}{b} \end{cases}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul  $\Delta$  :  $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

➤ Si  $\Delta \geq 0$  :  $t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$  ;  $u = \sqrt[3]{t}$  ;  $y_2 = u - \frac{p}{4u}$

➤ Si  $\Delta < 0 \Rightarrow$  L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_2^2 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad ; \quad y_2^3 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad ; \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :  $0 < y_1 = y_2 + l < h$

Donc :  $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15\left[A_s(d - y_1)^2 + A_s'(y_1 - d')^2\right]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est :  $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

**Vérification d'une section entièrement comprimée :**

- Nous calculons l'aire de la section homogène totale :  $S = bh + 15(A_s + A'_s)$
- Nous déterminons la position du centre de gravité qui est situé à une distance  $X_G$  au-dessus du CDG géométrique :

$$X_G = 15 \frac{A'_s (0.5h - d') - A_s (d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- Nous calculons l'inertie de la section homogène totale

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15[A'_s (0.5h - d' - X_G)^2 + A_s (d - 0.5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} (e_s - X_G) \left( \frac{h}{2} - X_G \right)}{I} \quad \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} (e_s - X_G) \left( \frac{h}{2} + X_G \right)}{I} \quad \text{Sur la fibre inférieure}$$

Nous vérifions que:  $\max (\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$

**Tableau V.1.6 : Vérification de la condition de non fragilité.**

Section cm <sup>2</sup>	Combinaison	Ns(Kn)	Ms(KN.m)	es(m)	6/h (m)	Nature	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	OBS
zone I (45×45)	N <sub>max</sub> → M <sub>cor</sub>	-46,42	0,369	0,008	0,075	SEC	5,75	16,2	OK
	N <sub>min</sub> → M <sub>cor</sub>	-882,33	2,751	0,003		SEC	5,75		
	M <sub>max</sub> → N <sub>cor</sub>	-660,5	27,685	0,063		SEC	5,77		
zone II (40×40)	N <sub>max</sub> → M <sub>cor</sub>	-518,12	27,685	0,053	0,067	SEC	4,53	12,8	OK
	N <sub>min</sub> → M <sub>cor</sub>	-20,33	0,215	0,011		SEC	4,52		
	M <sub>max</sub> → N <sub>cor</sub>	-378,78	36,261	0,096		SPC	4,55		
zone III (35×35)	N <sub>max</sub> → M <sub>cor</sub>	-1,39	0,126	0,091	0,058	SPC	3,46	9,8	OK
	N <sub>min</sub> → M <sub>cor</sub>	-238,79	27,375	0,115		SPC	3,47		
	M <sub>max</sub> → N <sub>cor</sub>	-137	33,652	0,246		SPC	3,52		

**Tableau V.1.7 : Vérification des contraintes à l'ELS.**

Section cm <sup>2</sup>	Combinaison	Ns(Kn)	Ms(KN.m)	nature	Béton			Acier			Obs
					σ <sub>sup</sub>	σ <sub>inf</sub>	σ <sub>b</sub>	σ <sub>sup</sub>	σ <sub>inf</sub>	σ <sub>b</sub>	
zone I (45×45)	N <sub>max</sub> → M <sub>cor</sub>	-46,42	0,369	SEC	0,19	0,16	15	2,82	2,45	348	CV
	N <sub>min</sub> → M <sub>cor</sub>	-882,33	2,751	SEC	3,44	3,23		51,5	48,7		CV
	M <sub>max</sub> → N <sub>cor</sub>	-660,5	27,685	SEC	4,05	0,95		58,7	16,3		CV
zone II (40×40)	N <sub>max</sub> → M <sub>cor</sub>	-518,12	27,685	SEC	4,13	0,98	15	59,6	17,1	348	CV
	N <sub>min</sub> → M <sub>cor</sub>	-20,33	0,215	SEC	0,11	0,09		1,67	1,34		CV
	M <sub>max</sub> → N <sub>cor</sub>	-378,78	36,261	SPC	3,94	0		56	0		CV
zone III (35×35)	N <sub>max</sub> → M <sub>cor</sub>	-1,39	0,126	SPC	0,02	0	15	0,270		348	CV
	N <sub>min</sub> → M <sub>cor</sub>	-238,79	27,375	SPC	3,81	0		53,1	-10,4		CV
	M <sub>max</sub> → N <sub>cor</sub>	-137	33,652	SPC	3,98	0		53,2	46,6		CV

## Conclusion :

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures A<sub>s</sub> (min) correspondante recommandée par le règlement (**RPA.99/2003**).

**Introduction :**

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

**V.2.Ferraillage des poutres :**

Elles seront ferraillées en flexion simple sous la combinaison la plus défavorable ci dessous, puis on effectuera les vérifications à l'ELS.

- $1.35G + 1.5Q \rightarrow$  à l'ELU.
- $G + Q \rightarrow$  à l'ELS.
- $G + Q \pm E \rightarrow$  RPA99 révisé 2003.
- $0.8G \pm E \rightarrow$  RPA99 révisé 2003.

**1 .Recommandation de RPA version2003:****a-Armatures longitudinales (RPA99/2003Art.7.5.2.1):**

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % de la section du béton :

Poutres principales:  $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25\text{cm}^2$

Poutres secondaires:  $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75\text{cm}^2$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de : 4% : En zone courante.  
6% : En zone de recouvrement.

En zone courante :

- Poutres principales :  $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42\text{cm}^2$ .
- Poutres secondaires :  $A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 30 = 30\text{cm}^2$ .

En zone de recouvrement :

- Poutres principales :  $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63\text{cm}^2$ .
- Poutres secondaires :  $A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 30 = 45\text{cm}^2$

- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \varnothing$  (zone IIa).

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

**b-Armatures transversales :(RPA 99/2003.Art 7.5.2.1):**

- La quantité d'armatures minimale et données par :  $A_t = 0.003 \times S_t \times b$
- L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
  - ✓  $S_t = \min (h/4; 12 \varnothing) ;$  en zone nodale.
  - ✓  $S_t \leq h/2 ;$  en dehors de la zone de recouvrement.

$\varnothing$ : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.
- **V-1-2- Calcul des armatures:**
- Calcul du moment réduit :

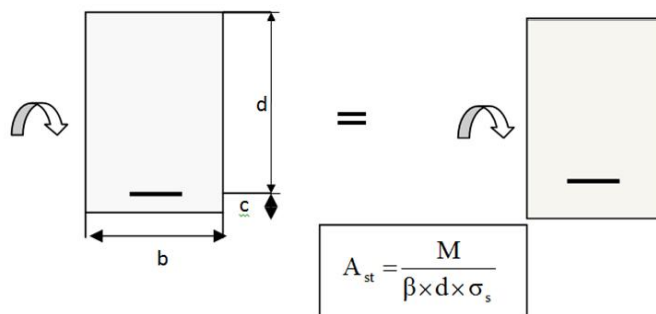
$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times F_{bu}}$$

- Calcul du moment réduit limite «  $\mu_l$  » :

Le moment réduit limite  $\mu_l$  est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et à **0.379** pour les combinaisons accidentelles du RPA.

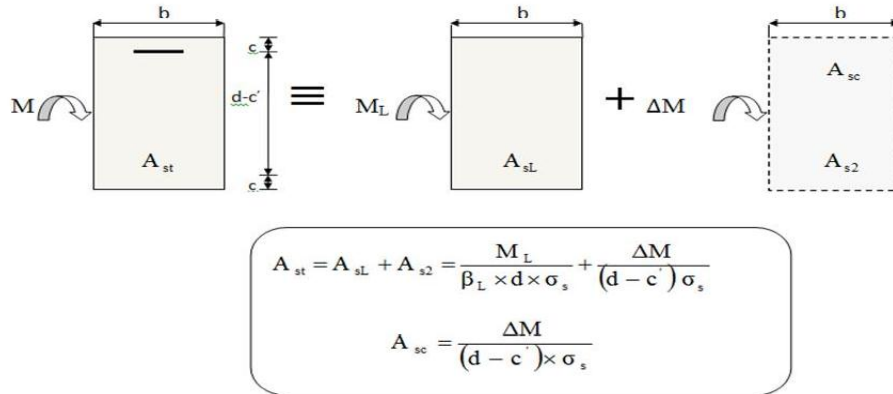
On compare les deux moments réduits « $\mu$ » et « $\mu_l$  »:

- Si  $\mu \leq \mu_l$  Section simplement armée (SSA)



- Si  $\mu < \mu_l$  section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives



Les armatures seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées résultant des combinaisons des charges les plus défavorables obtenus par les calculs et le schéma ci-dessous.

Le calcul des sections et le choix des armatures est résumé dans les tableaux qui suivent :

**Exemple de calcul : Poutre principale 30x35 (ZONE I)**

b = 30 cm    h = 35cm    d = 33 cm     $f_{bc} = 14.2\text{MPa}$      $\sigma_{st} = 348\text{MPa}$

- Aux appuis :  $M_a = 49.92\text{KN.m}$ ,  $F_{bc} = 20.7\text{MPa}$ ,  $\sigma_{st} = 400\text{MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{49.92 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 20.7} = 0,07 < \mu_l = 0.379$$

→La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0.07 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.964$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{49.92 \times 10^3}{0.964 \times 33 \times 400} = 3.92\text{ cm}^2$$

- En Travées :  $M_t = 65.59\text{KN.m}$ ,  $F_{bc} = 14.2\text{MPa}$ ,  $\sigma_{st} = 348\text{MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{65.59 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0,141 < \mu_l = 0.379$$

→La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0.141 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.923$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{65.59 \times 10^3}{0.923 \times 33 \times 348} = 6,19\text{cm}^2$$

## ➤ Poutre principales : (30x35)

- En travée :

Tableau V.2 .1.Armatures en travée des poutres principales.

Niv	Comb	Mt (KN)	$\mu$	$\beta$	OBS	As	Ferraillage	As adop
Terr	ELU	65.59	0.141	0.923	SSA	6.19	3HA16+3HA14	10.65
4	ELU	89.91	0.194	0.891	SSA	8.78	3HA16+3HA14	10.65
3	ELU	88.23	0.190	0.894	SSA	8.59	3HA16+3HA14	10.65
2	ELU	88.13	0.188	0.895	SSA	8.57	3HA16+3HA14	10.65
1	ELU	86.03	0.185	0.897	SSA	8.35	3HA16+3HA14	10.65
RDC	ELU	86.28	0.186	0.896	SSA	8.38	3HA16+3HA14	10.65
Sous sol	ELU	49.98	0.108	0.943	SSA	4.62	3HA16+3HA14	10.65

- Aux appuis :

Tableau V2 .2.Armatures aux appuis des poutres principales.

Niv	Comb	Mt (KN)	$\mu$	$\beta$	OBS	As	Ferraillage	As adop
Terr	GQE 0.8GE	49.92	0.07	0.964	SSA	3.92	3HA16	6.03
4	GQE 0.8GE	50.86	0.08	0.958	SSA	4.02	3HA16	6.03
3	GQE 0.8GE	66.14	0.098	0.948	SSA	5.28	3HA16	6.03
2	GQE 0.8GE	66.06	0.097	0.949	SSA	5.27	3HA16	6.03
1	GQE 0.8GE	64.71	0.085	0.956	SSA	5.13	3HA16	6.03
RDC	GQE 0.8GE	64.68	0.096	0.949	SSA	5.16	3HA16	6.03
Sous sol	GQE 0.8GE	36.15	0.053	0.973	SSA	2.81	3HA16	6.03

## ➤ Poutres secondaires:(25x30)

- En travée :

Tableau V.2.3. Armatures en travée des poutres secondaires.

Niv	Comb	Mt (KN)	$\mu$	$\beta$	OBS	As	Ferraillage	As adop
Terr	ELU	45.32	0.163	0.911	SSA	5.10	3HA16+3HA14	10.65
4	ELU	80.12	0.287	0.827	SSA	9.94	3HA16+3HA14	10.65
3	ELU	78.30	0.281	0.831	SSA	9.67	3HA16+3HA14	10.65
2	ELU	78.61	0.282	0.830	SSA	9.71	3HA16+3HA14	10.65
1	ELU	76.79	0.275	0.836	SSA	9.42	3HA16+3HA14	10.65
RDC	ELU	76.93	0.276	0.835	SSA	9.46	3HA16+3HA14	10.65
Sous sol	ELU	15.52	0.056	0.971	SSA	1.64	3HA16+3HA14	10.65

- Aux appuis :

Tableau V.2.4. Armatures aux appuis des poutres secondaires.

Niv	Comb	Mt (KN)	$\mu$	$\beta$	OBS	As	Ferraillage	As adop
Terr	GQE 0.8GE	34.01	0.08	0.958	SSA	3.17	3HA14+3HA14	9.04
4	GQE 0.8GE	57.92	0.147	0.920	SSA	5.62	3HA14+3HA14	9.04
3	GQE 0.8GE	56.59	0.139	0.925	SSA	5.46	3HA14+3HA14	9.04
2	GQE 0.8GE	56.48	0.139	0.925	SSA	5.45	3HA14+3HA14	9.04
1	GQE 0.8GE	55.47	0.137	0.926	SSA	5.35	3HA14+3HA14	9.04
RDC	GQE 0.8GE	55.38	0.136	0.927	SSA	5.33	3HA14+3HA14	9.04
Sous sol	GQE 0.8GE	20.87	0.051	0.974	SSA	1.91	3HA14+3HA14	9.04

#### V-1-4-Vérification :

##### 1. Vérification à ELU:

- Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91):

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F:

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e}$$

**Poutres principales de (30x35) :**       $\longrightarrow$        $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1.39 \text{ cm}^2$

En travée :  $A_s = 10.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.39 \text{ cm}^2$  ..... **Condition vérifiée**

En appuis :  $A_s = 6.03 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.39 \text{ cm}^2$  ..... **Condition vérifiée**

**Poutres secondaires de (25x30):**       $\longrightarrow$        $A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$

En travée :  $A_s = 10.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.84 \text{ cm}^2$  ..... **Condition vérifiée**

En appuis :  $A_s = 9.04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.84 \text{ cm}^2$  ..... **Condition vérifiée**

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1.1/BAEL91V99) :**

$$\bar{\tau}_u = \min (0.2 \times f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \quad ; \quad \tau_u = \frac{T_u}{b d}$$

Il faut vérifier ;  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

**Tableau V.2.5: Vérification aux cisaillements.**

Poutres	Poutre principales	Poutres secondaires
Tu x 10 <sup>3</sup> (N)	99.95	85.80
b (mm)	300	250
d (mm)	330	280
τ <sub>u</sub> (MPa)	1.01	1.23
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	3,33	3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée

➤ **Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis:**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times b \times d \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Tableau V.2.6 : Vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis

	Tu ( KN)	( $\overline{T_u}$ )( KN)	Observation
<b>Poutres principales</b>	99.95	5940	Vérifiée
<b>Poutres secondaires</b>	85.80	4200	Vérifiée

➤ **Vérification d'adhérence et de l'entraînement des barres (ArtA.6.1.3 BAEL91 modifiée99) :**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec :  $\sum U_i = n \times \pi \times \phi$

**Poutres principales** :  $(3 \times (1.6+1.4) \times \pi) = 28.26\text{cm}$

**Poutres secondaires** :  $(3 \times (1.6+1.4) \times \pi) = 28.26\text{cm}$

Tableau V.2.7: Vérification de l'entraînement des barres

	Tu (KN)	$\tau$ (se) (MPa)	$\overline{\tau_{se}}$ (MPa)	Observation
<b>Poutres principales</b>	99.95	1.40	<b>3,15</b>	<b>Vérifiée</b>
<b>Poutres secondaires</b>	85.80	1.02		<b>Vérifiée</b>

➤ **Ancrage des armatures :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} \text{ avec } : \tau_{se} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa.}$$

Pour  $\phi = 14\text{mm} \leftrightarrow L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$

Pour  $\phi = 16\text{mm} \leftrightarrow L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm}$

Les armatures doivent comporter des crochets de longueur  $L_a$  car la longueur de scellement est importante vu qu'elle dépasse la largeur du poteau dans lequel l'armature sera ancrée.

La longueur mesurée hors crochets est au moins égale **0.4L<sub>s</sub>** pour les aciers HA.

Pour  $\phi = 14\text{mm}$   $L_{ad} = 0.4 L_s = 0.4 \times 49.38 = 20\text{cm}$ .

Pour  $\phi = 16\text{mm}$   $L_{ad} = 0.4 L_s = 0.4 \times 56.43 = 22\text{cm}$ .

➤ **Calcul des armatures transversales :**

• **Poutres principales :**

✓ Calcul des espacements :

**Zone nodale (appuis) :**

$$St \leq \min ( h/4 ; 12\phi ) = \min ( 35/4 ; 12 \times 1,4 ) = \min ( 10 ; 16,8 ) = 10 \text{ cm .}$$

Soit :  $St = 10 \text{ cm}$ .

**Zone courante (travée) :**

$$St \leq h/2 = 35\text{cm} = 17.5\text{cm}$$

Soit :  $St = 15\text{cm}$ .

✓ **Diamètre des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi t \leq \min \{ h/35 ; \phi 1 ; b/10 \} \quad \phi t \leq \min \{ 350/35 ; 20 ; 300/10 \}$$

$$\phi t \leq \min \{ 10 ; 14 ; 30 \} = 10\text{mm}$$

Soit :  $\phi t = 8 \text{ mm}$

Soit  $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

• **Poutres secondaire :**

✓ Calcul des espacements :

**Zone nodale (appuis) :**

$$St \leq \min ( h/4 ; 12\phi ) = \min ( 30/4 ; 12 \times 1,4 ) = \min ( 7,5 ; 16,8 ) = 7.5 \text{ cm .}$$

Soit :  $St = 7 \text{ cm}$ .

**Zone courante (travée) :**

$$St \leq h/2 = 15 \text{ cm}$$

Soit:  $St = 15 \text{ cm}$ .

✓ **Diamètre des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi t \leq \min \{ h/35 ; \phi 1 ; b/10 \} \quad \phi t \leq \min \{ 300/35 ; 20 ; 250/10 \}$$

$$\phi t \leq \{ 8,57 ; 20 ; 25 \} = 8,57 \text{ mm}$$

Soit :  $\phi t = 8 \text{ mm}$   $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée  $L' = 2xh$ .

Poutre principale :  $L' = 2 \times 35 = 70$  cm.

Poutre secondaire :  $L' = 2 \times 30 = 60$  cm.

➤ **Pourcentage minimum des armatures transversales :**

Il faut vérifiée que :  $A_{adopté} > A_{min} = 0.003 \times St \times b$

Poutre principale :  $A_{min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$

Poutre secondaire :  $A_{min} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$

**2. Vérifications à l'ELS:**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier :  $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .

Contrainte admissible du béton :  $\overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$

Il faut que  $\sigma_{bc} = \sigma_{st}/k$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{d \times A_{st}} ; \text{ On calcul } \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d}$$

➤ **Poutres principales :**

**En travée:**

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 10.65}{30 \times 33} = 1.01$$

$$\rho = 1.01 ; K = 20.71 ; \beta = 0.860$$

**aux appuis :**

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 6.03}{30 \times 33} = 0.61$$

$$\rho = 0.61 ; K = 28.10 ; \beta = 0.885$$

Tableau V.2.8 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PP).

$M_s$ (KN.m)	$A_{adoptée}$ ( $cm^2$ )	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)
$M_{t=}$ 26.58	9,24	100.89	4.64	15	348
$M_{a=}$ -43.15	6.03	245.02	8.72		

➤ **Poutres Secondaires**

En travée :

$$\rho = 1.32 \quad ; \quad K = 17.47 \quad ; \quad \beta = 0.846$$

En appuis :

$$\rho = 0.86 \quad ; \quad K = 22.88 \quad ; \quad \beta = 0.868$$

Tableau V.2.9 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PS).

$M_s$ (KN.m)	$A_{adoptée}$ ( $cm^2$ )	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)
$M_{t=}$ 24.12	9,24	121.44	6.95	15	348
$M_{a=}$ -35.22	6.03	240.32	10.5		

Les contraintes dans le béton et l'acier sont vérifiées.

➤ **Etat limite de déformation du béton: (Art B.6.5-3 du BAEL 91)**

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche «  $f$  », qui ne doit pas dépasser la valeur limite «  $\bar{f}$  », on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens

Calcul de la flèche :

La valeur de la flèche sera extraite du logiciel ETABS dans les deux sens

$$\bar{f} = \frac{L}{500}$$

❖ **Poutres principales: L = 4.5m**

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{450}{500} = 0.9\text{cm} > f = 0.5\text{cm}$$

❖ **Poutres secondaires: L = 3.15m**

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{315}{500} = 0.63 > f = 0.4\text{cm}$$

### V.3.Ferrailage des voiles :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL 91 et les vérifications selon le RPA99 version 2003. Sous l'action des forces horizontales dues au séisme ainsi que les forces verticales (charges et surcharges), les voiles sont sollicités en flexion composée. Pour que la structure résiste à ces sollicitations et reste fonctionnelle, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux Ceci dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs

- Zone I : sous sol, RDC, 1<sup>er</sup> étage.
- Zone II : 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage.
- Zone III : 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage.

➤ **Combinaison d'action :**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- Selon le BAEL 91  $\left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$
- Selon le RPA version 2003  $\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{array} \right.$

La méthode utilisée est la méthode des bandes qui se fait pour une bande de largeur (d).

➤ **Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I}$$

Avec :

B : section du voile B= e×L.

I : inertie du voile

V, V': bras de levier  $V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$ .

Le calcul se fera pour des bandes de largeur « d »:

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) \text{ (Art.7.7.4.RPA99)}$$

h<sub>e</sub> hauteur d'étage .

L<sub>c</sub>: la longueur de la zone comprimée (L<sub>c</sub> = L<sub>voile</sub> - L<sub>t</sub>)

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot L$$

$$L_t = L - L_c$$

L<sub>t</sub> : longueur de la zone tendue.

**1. Détermination des armatures :**

Selon les contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement tendue (SET)

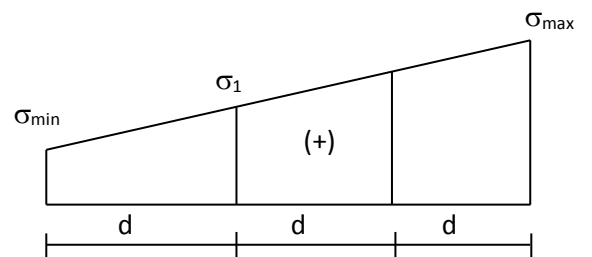
➤ **Armatures verticales :**

**-1<sup>er</sup> cas : Section entièrement comprimée ou entièrement tendue (SEC et SET)**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :  $N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$

e= c'est l'épaisseur du voile.



La section d'armature est calculée comme suit :

- **SEC :**
- **Armatures verticales**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

Avec :

B : section du voile

$\sigma_{s2}$  : Contrainte dans les aciers correspondant à un raccourcissement de 2 ‰ .

$$\sigma_{s2} (2 \text{ ‰} ) = 348 \text{ MPa}$$

• **Armatures minimales : (BAEL91)**

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$  Par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$$

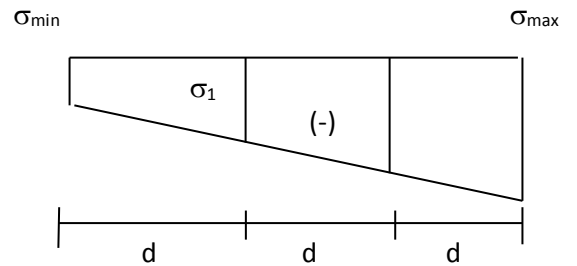
• **SET :**

• **Armatures verticales :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

Avec :

$\sigma_{s2}$  : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MP



- **Armatures minimales : (BAEL91) :**

$$A_{\min} \geq \max \left( \frac{B \times f_{t28}}{f_e} ; 0,02 \times B \right)$$

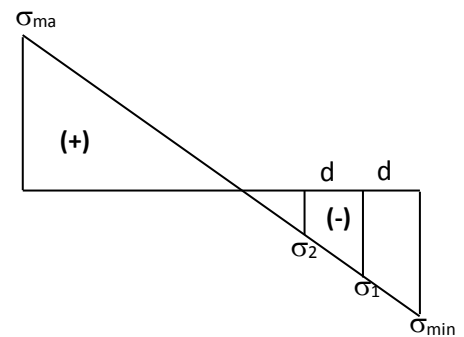
➤ **2<sup>ème</sup> cas : Section partiellement comprimée (SPC) :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_t = L - L_c$$



$$\sigma = \frac{(lt-d)\sigma_{min}}{lt}$$

La section d'armature est calculée comme suit :

**-Armatures verticales :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

**-Armatures minimales**

- D'après le BAEL91 :  $A_{min} = B \cdot f_{t28}/f_e$  (cm<sup>2</sup>)

- D'après le RPA99 :  $A_{min} = 0,2\% B$  (cm<sup>2</sup>)

Donc :  $A_{min} \geq \max \left( \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} ; 0,02 \times B \right)$

➤ **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10 \phi$  et disposées de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

La section d'armatures est donnée par les formules suivantes :

- D'après le BEAL 91 :  $A_H = \frac{A_v}{4}$
- D'après le RPA 2003 :  $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

$A_H \geq 0.15\% B$  En zone courante

$A_v$  : section d'armatures verticales

$B$  : section du béton.

**-Armatures transversales :**

Ce sont généralement des épingles reliant les deux nappes d'armatures verticales dont le rôle est d'empêcher le flambement de ces derniers.

D'après le RPA99/modifié 2003, Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées avec au moins (04) épingle au mètre carré.

**- 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 :

$$A_{vj} = \frac{1,1 \times \bar{V}}{f_e} \qquad \bar{V} = 1,4 \times V_u$$

Avec :

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

- **Les potelets :**

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2% de la section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

-**Espacement (Art 7.7.4.3 du RPA 2003)**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min(1,5e ; 30\text{cm})$$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

-**Longueur de recouvrement : (Art : 7.7.4.3,RPA99/modifié2003)**

Elles doivent être égales à :

- 40 $\phi$  pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20 $\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes combinaisons possibles de charges.

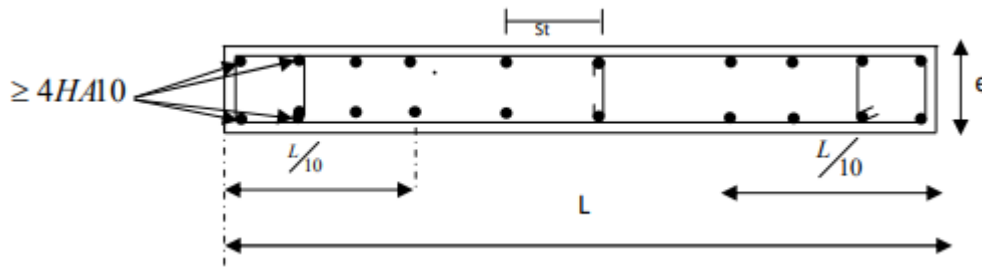


Figure V.3.1. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

### ➤ Vérification :

#### -Vérification à L'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

Avec :

$N_{ser}$  : Effort normal maximal de service

$B$  : Section du béton ;

$A = A_v$  : Section d'armatures adoptée.

#### -Vérification de la contrainte de cisaillement :

Les contraintes de cisaillement dans le béton sont limitées

- D'après le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{e \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$$

Avec :

$e$ . Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile (d = 0.9 h).

v: effort tranchant.

**- D'après le BAEL :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

**Avec :**

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) = 3,26 \text{MPa}$$

**Exemple du ferrailage :**

Calcule de Lt et Lc

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

$$L_c = \frac{5719,12}{5719,12 + 4548,09} \times 1,50 = 0,84 \text{m}$$

$$L_t = L - L_c = 1,50 - 0,84 = 0,66 \text{m}$$

**Calcul de d :**

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3} \right\} = \left\{ 2,04 ; 0,56 \right\}$$

Donc : on prend

$$d = 0,56 \text{m}$$

$$d_{\text{adopté}} = 0,33 \text{m}$$

$$d_2 = 0,33 \text{m}$$

**Détermination de « N » :**

**Bande1 :**

$$\sigma_1 = \frac{(Lt-d_2)\sigma_{min}}{Lt} = \frac{(0,66-0,33)4548,09}{0,66} = 2274,05 \text{ MPa.}$$

$$N_1 = N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_{min}}{2} \times d_1 \times e = \frac{2274,05 + 4548,09}{2} \times 0,33 \times 0,2$$

$$N_1 = 225,13 \text{ KN}$$

**Bande2 :**

On a  $d_2 = 0,27 \text{ m}$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = \frac{2274,05}{2} \times 0,33 \times 0,2 = 75,04 \text{ KN.}$$

**Calcul des armatures :****Bande1 :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{225,13}{348} \times 10 = 6,47 \text{ cm}^2$$

**Bande2 :**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{75,04}{348} \times 10 = 2,16 \text{ cm}^2$$

**Armatures horizontales :**

$$A_h = \max\left(\frac{A_v}{4}; 0,15\%B\right)$$

$$A_h = \max\left(\frac{6,47}{4}; 0,0015 \times 0,2 \times 1,5 \times 10^4\right) = 4,5 \text{ cm}^2$$

Le choix de la nappe = **4HA12** =  $4,52 \text{ cm}^2$  avec un espacement **St = 25cm**

**Armatures transversales : 4 épingle de  $\phi$  8/ m<sup>2</sup>**

$$\text{Diamètre minimum : } \phi \leq \frac{e}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

$$\phi \leq 2 \text{ cm}$$

**➤ Vérifications :**

**-L'espacement des barres verticales :**

$$\text{Espacement : } St \leq \min(1,5 \times e, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

St = 30cm ..... **Condition vérifiée.**

**-Vérification de la contrainte du béton comprimé :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{Ns}{B+15.A} = \frac{711,05 \times 10}{3000+15.(6,47)} = 2,29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,29\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{451,99 \times 10^3}{0,2 \times 1,5 \times 0,9 \times 10^6} = 1,674 \text{ MPa} < 0,2 f_{c28} = 5\text{MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

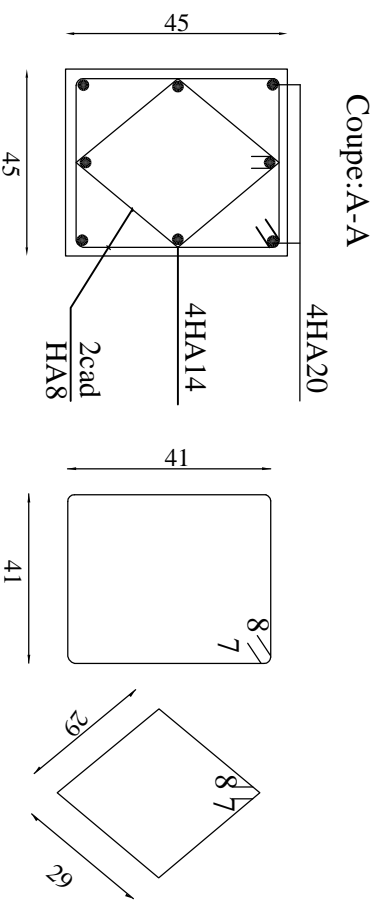
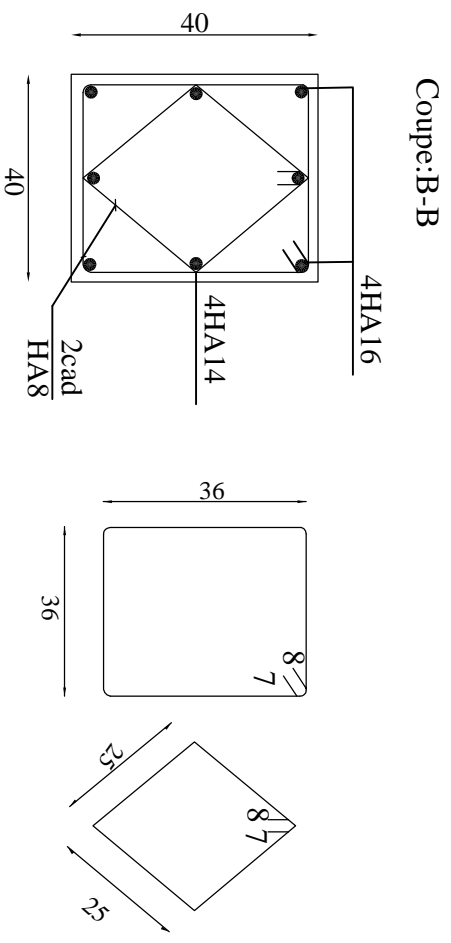
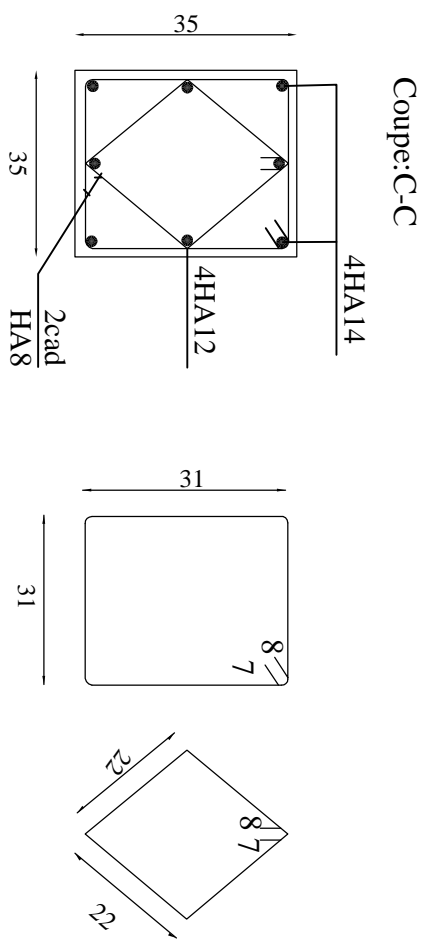
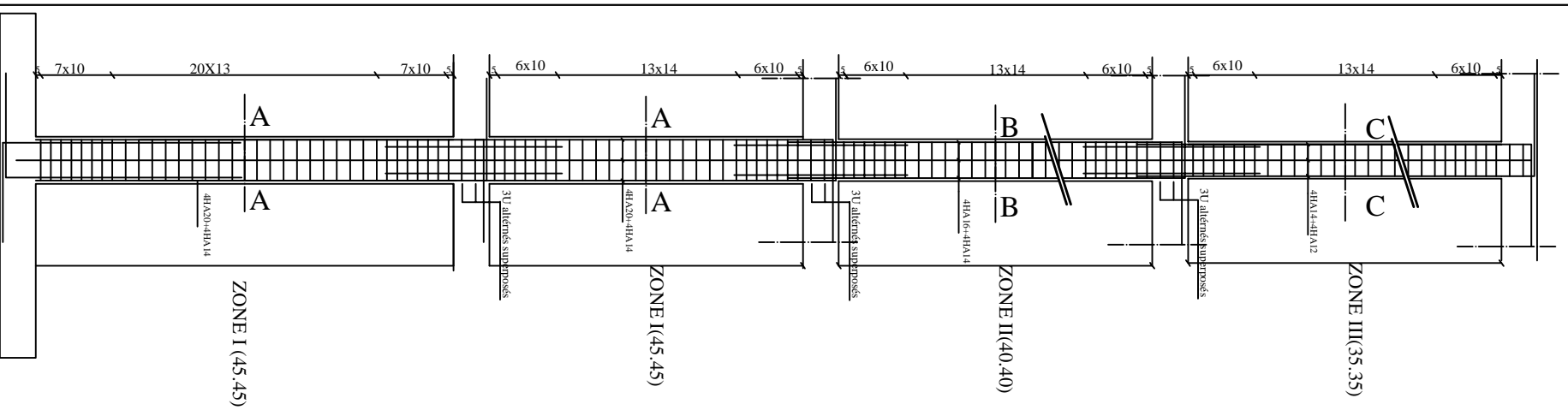
Les autres résultats sont donnés dans les tableaux suivant

Tableaux V.3.1. Ferrailages des voiles longitudinales.

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	h poutre(m)		0,35	0,35	0,35
	Hauteur de l'étage (m)		4,08	3,06	3,06
	L (m)		1,5	1,5	1,5
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,3	0,3	0,3
	He		4,080	3,060	3,060
	H		3,73	2,71	2,71
Sollicitations de calcul	T(kN)		322,850	265,64	145,66
	N <sub>ser</sub> (kN)		711,05	660,92	209,66
	Vu (kN)		451,99	371,896	203,924
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		5719,12	4051,46	1632,93
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		4548,09	3021,82	866,07
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		0,84	0,86	0,98
	L <sub>t</sub>		0,66	0,64	0,52
	D		0,33	0,32	0,26
	d adopté		0,33	0,32	0,26
	d2 = L <sub>t</sub> - d adopté		0,33	0,32	0,26
	$\sigma_1$		2274,05	2025,73	816,465
	N <sub>1</sub>		225,13	194,72	63,67
	N <sub>2</sub>		75,56	64,91	21,22
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		6,5	4,87	1,59
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		2,17	1,62	0,53
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		12,43	10,23	5,61
	A'v1/bande/nappe		10,23	7,42	2,99
	A'v2/bande/nappe		5,48	4,18	1,93
Armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		5,85	6,01	6,86
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		2×4HA14	2×4HA12	2×4HA12
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		2×4HA12	2×4HA12	2×4HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	12,3	9,04	9,04
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	9,04	9,04	9,04
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
Bande 2		11	11	11	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		4,5	4,5	4,5
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		4,52	4,52	4,52
	choix de la section		4HA12	4HA12	4HA12
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Vérification des constructions	$\bar{\tau}_u = 5\text{MPa}$	$\tau_b$	1,674	1,377	0,755
	3,3 Mpa	$\tau_u$	1,196	0,948	0,539
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	2,29	2,002	1,370

Tableaux V.3.2.Ferraillages des voiles Transversales

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	h poutre(m)		0,30	0,30	0,30
	hauteur de l'étage (m)		4,08	3,06	3,06
	L (m)		1,50	1,5	1,5
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,3	0,3	0,3
	He		4,080	3,060	3,060
	H		3,78	2,76	2,76
Sollcitation de calcul	T(kN)		325,810	273,000	194,970
	N <sub>ser</sub> (kN)		702,99	656,58	443,84
	Vu (kN)		456,134	382,200	272,958
	σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		21220,430	13504,860	5929,740
	σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		17427,180	10072,750	3522,670
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		0,82	0,86	0,94
	L <sub>t</sub>		0,68	0,64	0,56
	D		0,55	0,57	0,63
	d <sub>adopté</sub>		0,34	0,32	0,28
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		0,34	0,32	0,28
	σ <sub>1</sub>		10610,215	6752,430	2964,870
	N <sub>1</sub>		1076,49	649,07	248,61
	N <sub>2</sub>		358,83	216,36	82,87
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		26,91	16,23	6,22
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		8,97	5,41	2,07
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		12,54	10,51	7,51
	A' <sub>v1</sub> /bande/nappe		30,05	18,85	8,09
	A' <sub>v2</sub> /bande/nappe		12,11	8,04	3,95
Armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		5,77	6,01	6,59
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' <sub>v1</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		2×8HA16	2×8HA14	2×8HA12
	A' <sub>v2</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		2×4HA14	2×4HA12	2×4HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	32,16	24,62	18,1
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	12,3	9,04	9,04
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	5	5	5
Bande 2		9	9	9	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		6,73	6,73	6,73
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		8,04	8,04	8,04
	choix de la section		4HA16	4HA16	4HA16
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Vérification des constructions	τ <sub>u</sub> = 5MPa	τ <sub>b</sub>	1,188	0,939	0,627
	3,3 Mpa	τ <sub>u</sub>	0,848	0,671	0,448
	σ <sub>bc</sub> =15MPa	σ <sub>bc</sub>	1,552	1,152	0,714



Republique Algérienne Démocratique et Populaire  
 Université de MOULOUD MAMMERTI T-O  
 Faculté du Génie de la Construction  
 Département de Génie civil

Etude par  
 M.le: HADID Farfel  
 M.le: MOULOUD Amina

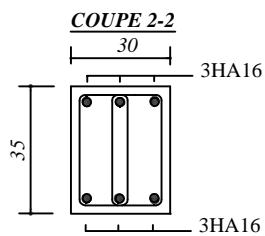
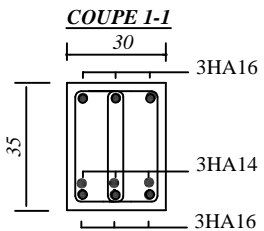
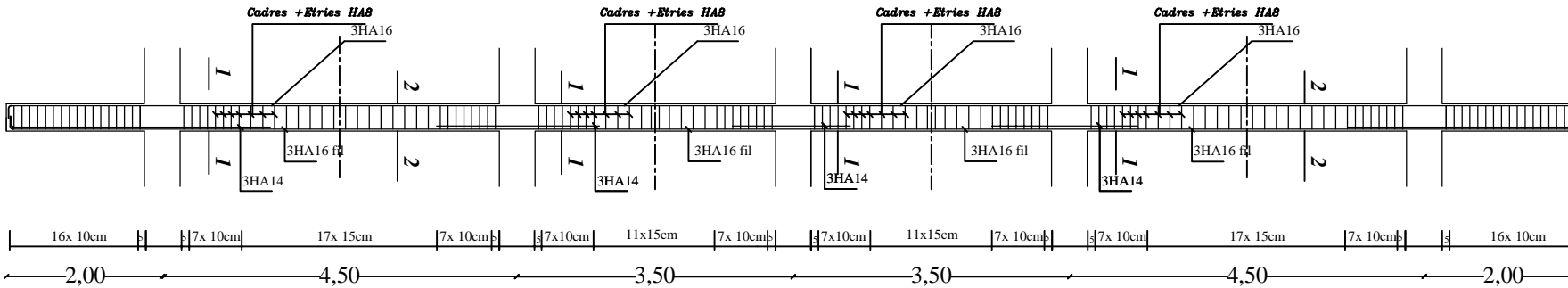
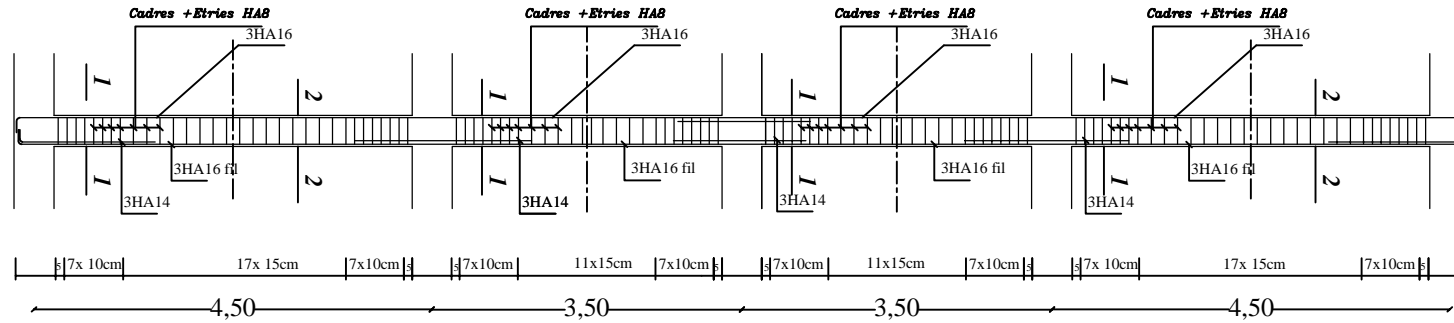
Dirigé par:  
 Mme CHERIFI

**FERRAILLAGES DES POTEAUX**

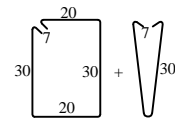
**Echelle:**

**2019/2020**

FERRAILAGE DES POUTRES PRINCIPALES POUR TOUS LES NIVEAUX



Détaille des cadres



CADRE HAB EtrierHAB

Republique Algerienne Démocratique et Populaire  
 Université de MOULOU MAMMERRI T-O  
 Faculté du Génie de la Construction  
 Département de Génie civil

Etude par  
 Mlle: HADID Fariel  
 Mlle: MOULOU Amina

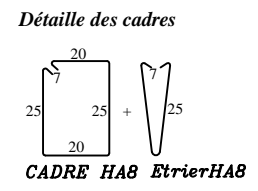
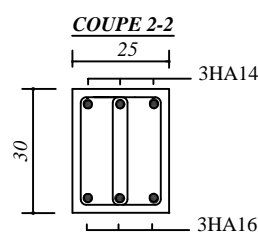
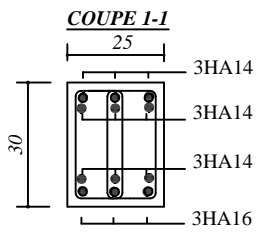
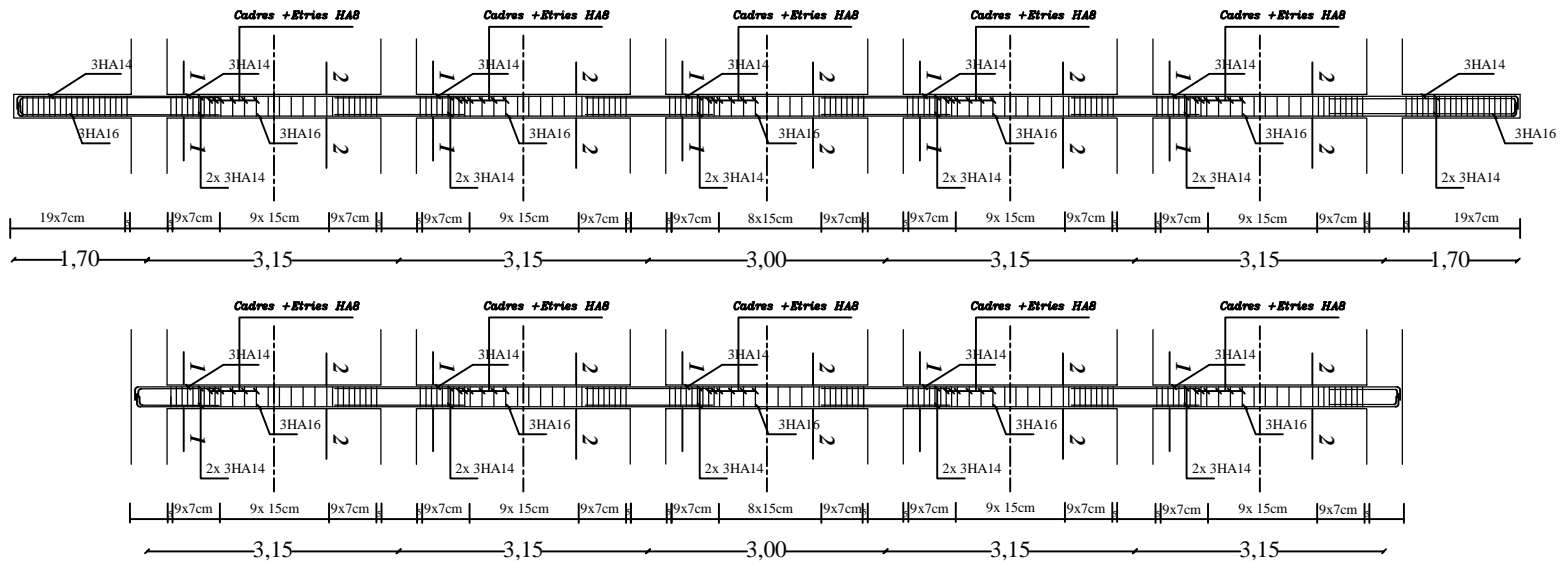
Dirigé par:  
 Mme CHERIFI

**FERRAILAGE DES POUTRES PRINCIPALES**

Echelle:

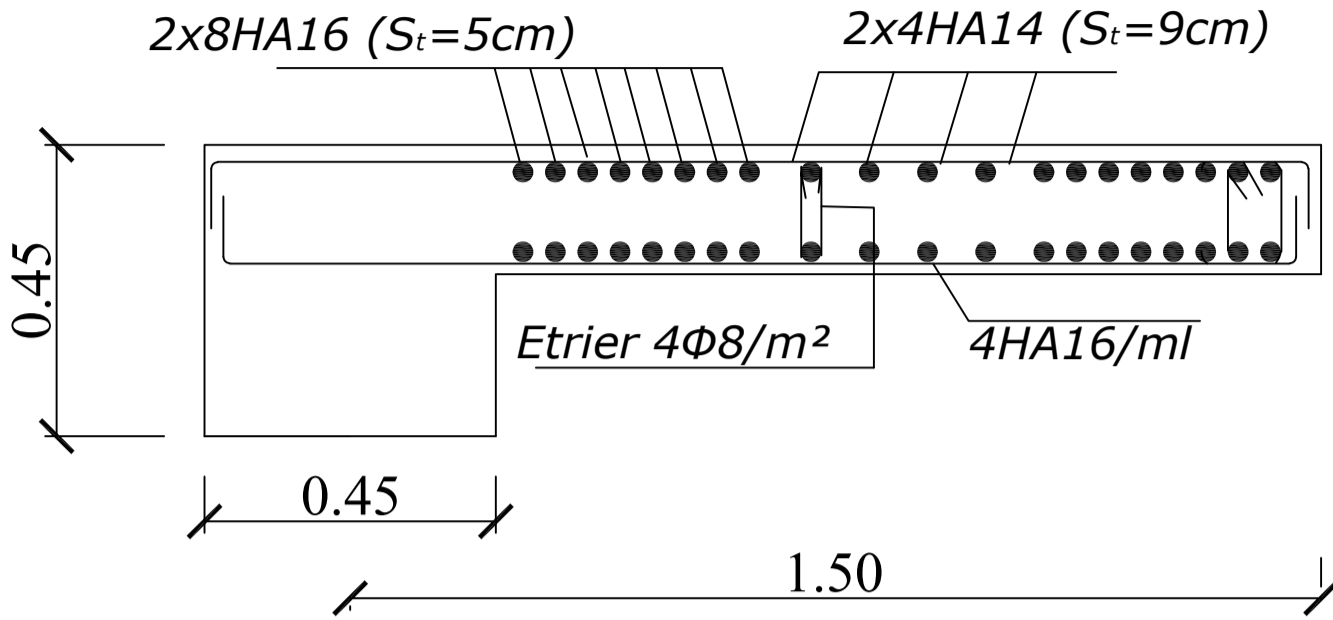
2019/2020

FERRAILAGE DES POUTRES SECONDAIRES POUR LES NIVEAUX

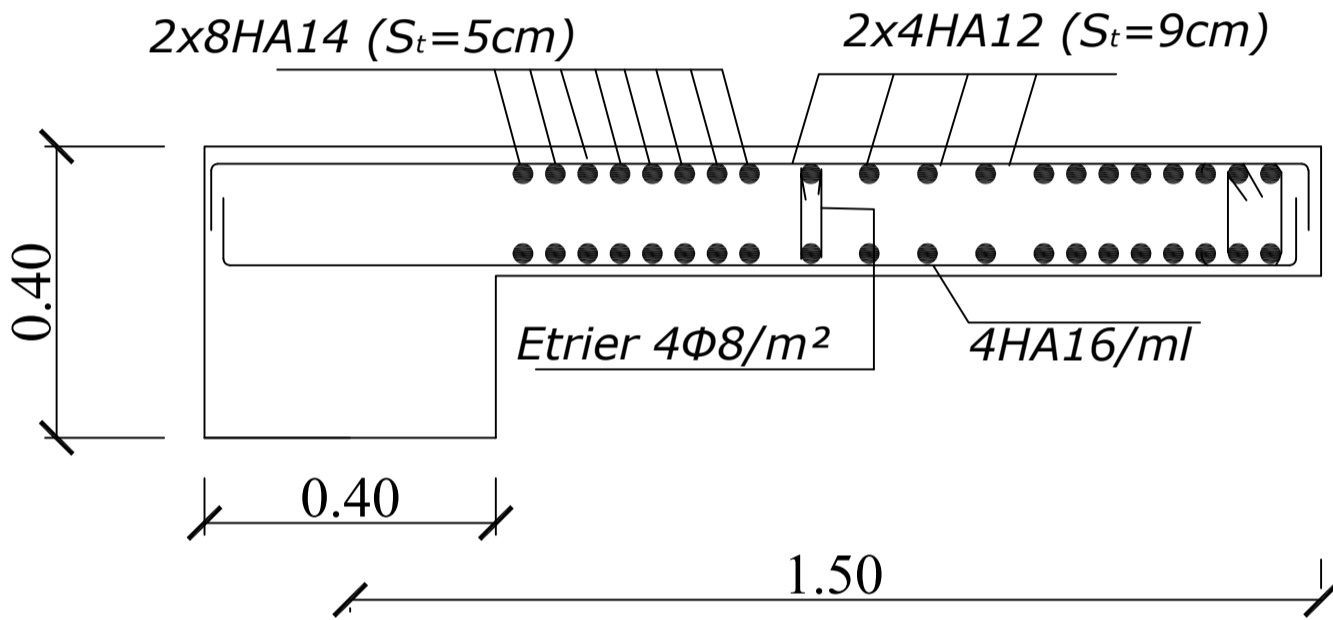


Republique Algerienne Démocratique et Populaire Université de MOULOU MAMMERRI T-O Faculté du Génie de la Construction Département de Génie civil		
Etude par Mlle: HADID Fariel Mlle: MOULOU Amina	<b>FERRAILAGE DES POUTRES SECONDAIRES</b>	Echelle:
Dirigé par: Mme CHERIFI		2019/2020

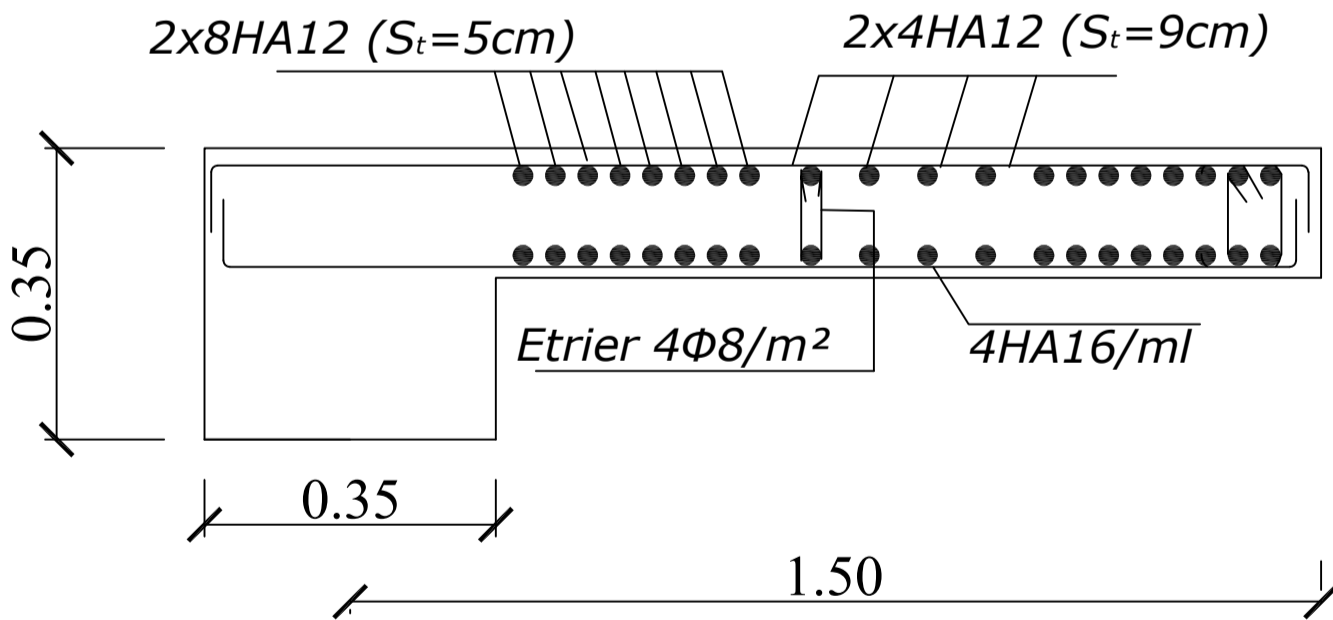
### ZONE:1



### ZONE:2



### ZONE:3



Republique Algerienne Démocratique et Populaire  
 Université de MOULOU MAMMERI T-O  
 Faculté du Génie de la Construction  
 Département de Génie civil

Etudie par  
 Mlle: HADID Fariel  
 Mlle: MOULOU Amina

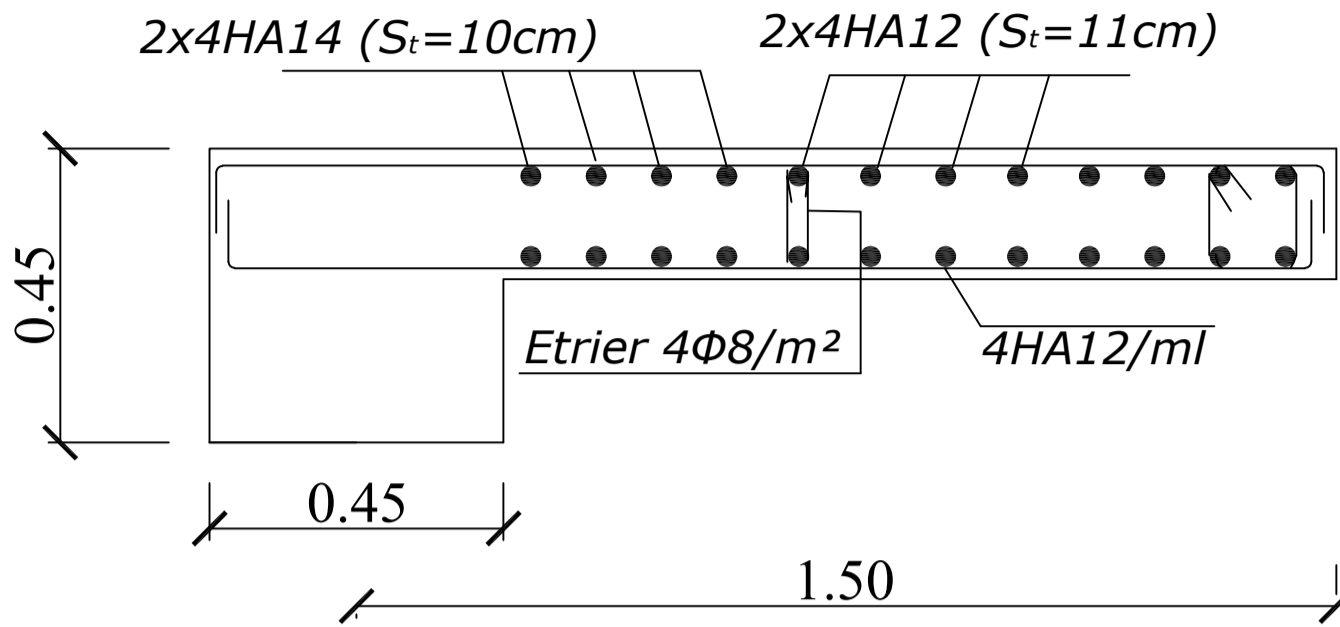
Dirigé par:  
 Mme CHERIFI

**FERRAILLAGES DES VOILES  
 TRANSVERSALES**

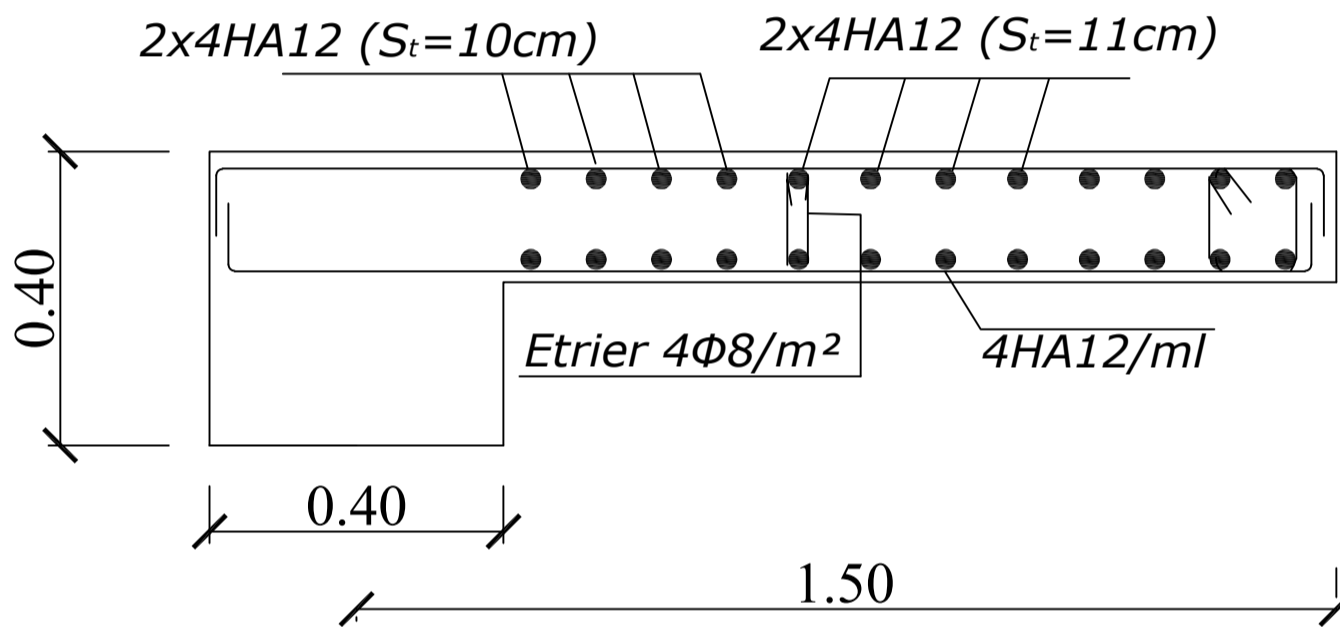
Echelle:

2019/2020

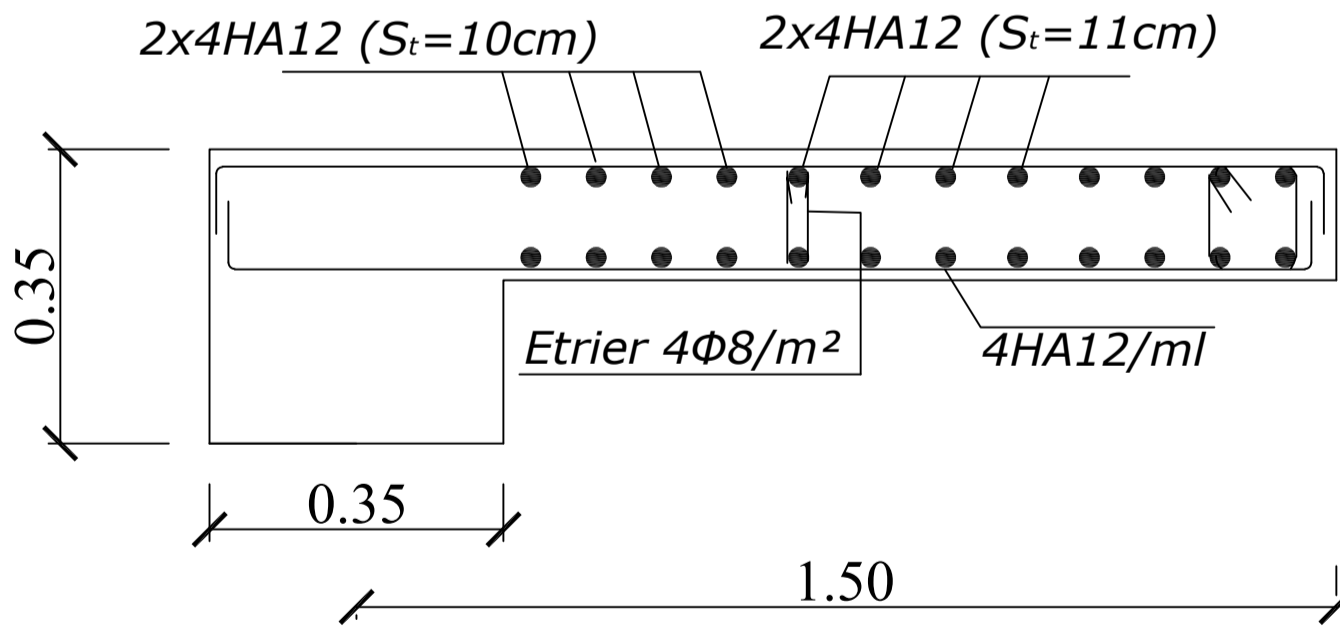
# ZONE:1



# ZONE:2



# ZONE:3



Republique Algerienne Démocratique et Populaire  
 Université de MOULOU D MAMMERRI T-O  
 Faculté du Génie de la Construction  
 Département de Génie civil

Etudie par  
 Mlle: HADID Fariel  
 Mlle: MOULOU D Amina

Dirigé par:  
 Mme CHERIFI

FERRAILLAGES DES VOILES  
 LONGITUDINALES

Echelle:

2019/2020

### VI.1 Introduction :

Les murs de soutènement ont pour but de maintenir le sol en place.

### VI.2. Pré dimensionnement du mur de soutènement : (Art 10.1.2 RPA2003) :

Le mur de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continues.

D'après l'article (7.7/ RPA99version 2003) l'épaisseur minimale du mur est de 15 cm. On opte pour une épaisseur de 20 cm.

### VI.3. Méthode de calcul :

Le mur sera calculé en le considérant comme une console verticale encastree au niveau de la semelle et simplement appuyée au plancher du sous sol

### VI.4. Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

$\sigma_H$  : contrainte horizontale.

$\sigma_V$  : contrainte verticale.

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V$$

$K_a$  : coefficient de poussée des terres au repos.

$\varphi$  : Angle de frottement interne.

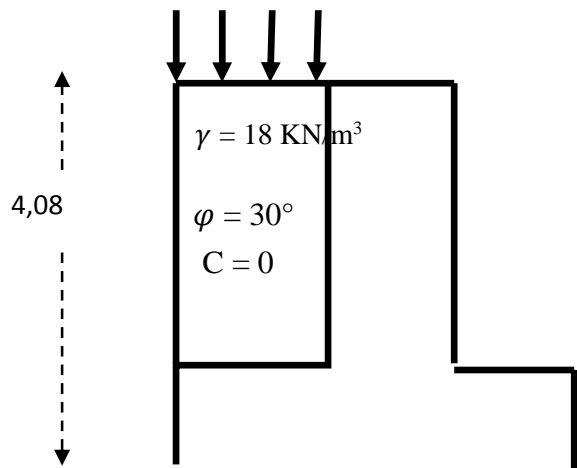
- Surcharge éventuelle :  $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Poids volumique des terres :  $\gamma = 18 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Angle de frottement :  $\varphi = 30^\circ$
- Cohésion :  $C = 0$

- **Calcul de  $K_0$**

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) / \cos \varphi = 0.5$$

Avec

$$0 < h < H \Rightarrow 0 < h < 4,08 \text{ m}$$



❖ **ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1,5 \times 10 \times 0,5 = 7,5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

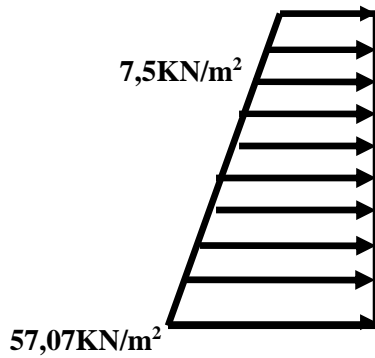
$$h = 4,08 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,5 \times (1,35 \times 18 \times 4,08 + 1,5 \times 10) = 57,07 \text{ KN} / \text{m}^2$$

❖ ELS :

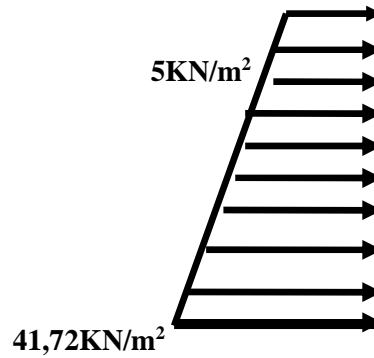
$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,5 \times 10 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 4,03 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,5(10 + 18 \times 4,08) = 41,72 \text{ KN/m}^2$$



ELU



ELS

- **Charge moyenne:**

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

❖ ELU :

$$q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 57,07 + 7,5}{4} = 44,68 \text{ KN/ml}$$

❖ ELS :

$$q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 41,72 + 5}{4} = 32,54 \text{ KN/ml}$$

### VI.5.Ferraillage du mur :

- **Identification des Panneaux:**

$$L_x = 3,5 \text{ m} \quad \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,5}{4,08} = 0,86$$

$$L_y = 4,08 \text{ m}$$

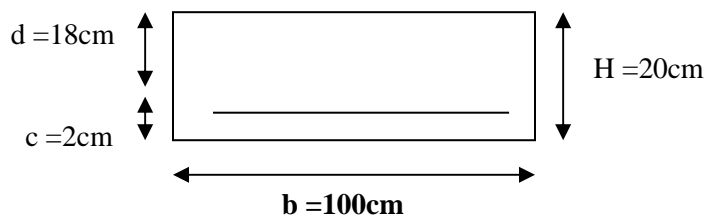
$0,4 < \rho = 0,86 < 1$  ..... le panneau travaille dans les deux sens.

## ❖ Calcul à l'ELU :

$$\begin{aligned} \rho &= 0,86 & \mu_x &= 0,0498 \\ \nu &= 0 & \mu_y &= 0,693 \end{aligned}$$

$$M_{0x} = \mu_x q u l x^2 = 0,0498 \times 44,68 \times (3,5)^2 = 27,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,693 \times 27,25 = 18,88 \text{ KN.m}$$



## • Correction des moments :

**Sens-x-x :**

$$\text{Aux appuis : } M_{ua} = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 27,25 = 13,63 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_{ut} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 27,25 = 20,44 \text{ KN.m}$$

**Sens-y-y :**

$$\text{Aux appuis : } M_{ua} = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 18,88 = 9,44 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_{ut} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 18,88 = 14,16 \text{ KN.m}$$

## ❖ Calcul à l'ELS :

$$\begin{aligned} \rho &= 0,86 & \mu_x &= 0,0569 \\ \nu &= 0,2 & \mu_y &= 0,791 \end{aligned}$$

$$M_{0x} = \mu_x q s l x^2 = 0,0569 \times 32,54 \times (3,5)^2 = 22,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,791 \times 22,68 = 17,94 \text{ KN.m}$$

## • Correction des moments :

**Sens x-x :**

$$\text{Aux appuis : } M_{sa} = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 22,68 = 11,34 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_{st} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 22,68 = 17,01 \text{ KN.m}$$

**Sens-y-y :**

$$\text{Aux appuis : } M_{sa} = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 17,94 = 8,97 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_{st} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 17,94 = 13,45 \text{ KN.m}$$

## ✓ Calcul des sections d'armature :

$$\mu u = \mu u \cdot b d^2 \text{ fb}$$

Le ferrailage du mur est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Ferrailage du mur de soutènement

Sens	Zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	Section	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )	e (cm)
Xx	Appuis	13,63	0.03	SSA	0,985	2,21	2	4HA12=4,52	20
	Travée	20,44	0.045	SSA	0,977	3,34	2	4HA12=4,52	20
yy	Appuis	9.44	0.021	SSA	0,989	1,52	2	4HA12=4,52	20
	Travée	14,16	0.031	SSA	0,984	2,30	2	4HA12=4,52	20

### VI.6.Recommandations du RPA :

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0,10 % B) dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0,001 b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles / m<sup>2</sup> de HA8.

$b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$  ;  $h$  : épaisseur du voile = 20 cm).

### VI.7.Vérification à L'ELS :

- Vérification des contraintes :

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

Tableau VI.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Sens	Zone	As	Ms	$\rho_1$	$\beta_1$	K <sub>1</sub>	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
Xx	Appuis	4,52	11,34	0,251	0,920	47,50	151,50	348	3,19	15	CV
	travée	4,52	17,01	0,251	0,920	47,50	227,25	348	4,78	15	CV
Yy	Appuis	4,52	8,97	0,251	0,920	47,50	119,38	348	2,51	15	CV
	travée	4,52	13,45	0,251	0,920	47,50	179,90	348	3,79	15	CV

**Conclusion :**

L'épaisseur du mur est de 20 cm.

Le calcul du mur est fait pour une bande de 1m.

**Le ferrailage du mur de soutènement est comme suit :**

**Sens x-x**

**En travée : 4HA12/ml** avec un espacement de **25 cm**.

**Aux appuis : 4HA12/ml** avec un espacement de **25 cm**.

**Sens y-y :**

**En travée : 4HA12/ml** avec un espacement de **25 cm**

**Aux appuis : 4HA12/ml** avec un espacement de **25 cm**.

**Introduction :**

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

- **Fondations superficielles** : Elles sont utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes** : Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, (pieux, puits).

**VII.1.-Choix du type de fondation :**

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La nature du sol et sa résistance;
- L'importance de l'ouvrage ;
- Le tassement du sol ;
- La profondeur du bon sol.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

**VII.2. 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  $\sigma_{sol}=2\text{bars}$ .
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée deseaux.

**VII.3. Pré dimensionnement :****VII.3.1.Semelles isolées :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « Nser » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{Ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = K \rightarrow \frac{45}{45} = 1 \rightarrow A = B$$

$$\text{Donc : } A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

$\sigma_{sol}$ : capacité portante du sol  $\rightarrow (\sigma_{sol} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ KN/m}^2 = 0.200 \text{ MPa})$

$N_s$ : effort normal à l'ELS  $\rightarrow N_s = 882.33 \text{ KN}$

$\rightarrow A \geq 2.1 \text{ m}$

#### Remarque:

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

#### VII.3.2. Semelles filantes :

##### a) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles:

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort  $N$

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{B \times L}$$

$N_s$ : effort normal à la base du voile

$B$ : largeur de la semelle

$L$ : longueur de la semelle sous voile

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci dessous :

➤ Sens longitudinale :

**Tableau VII.1: Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).**

Voile	$\sigma_{sol}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$N_s$ (KN)	L (m)	B (m)
VL1	200	699.95	1,50	2.33
				S= 3.49 m <sup>2</sup>

➤ Sens transversale :

**Tableau VII.2. : Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversale).**

Voile	$\sigma_{sol}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$N_s$ (KN)	L (m)	B (m)
VT1	200	696.67	1.50	2.32
				S=3.48m <sup>2</sup>

$$S_{tot} = 6.97 \text{ m}^2$$

**b) Dimensionnement des semelles filantes sous les poteaux:**➤ **Hypothèse :**

Une semelle est infiniment rigide engendrant une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

## ➤ Etape de calcul

-Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$

-Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$

-Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle

$e < \frac{L}{6}$        Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6}$        Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left( 1 - \frac{6 \times e}{L} \right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left( 1 + \frac{6 \times e}{L} \right)$$

$$q_{L/4} = \frac{N}{L} \times \left( 1 + \frac{3 \times e}{L} \right)$$

- **Détermination de largeur B de la semelle :**  $B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{\text{sol}}}$

On fera le calcul sur fil de poteaux le plus sollicité, Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

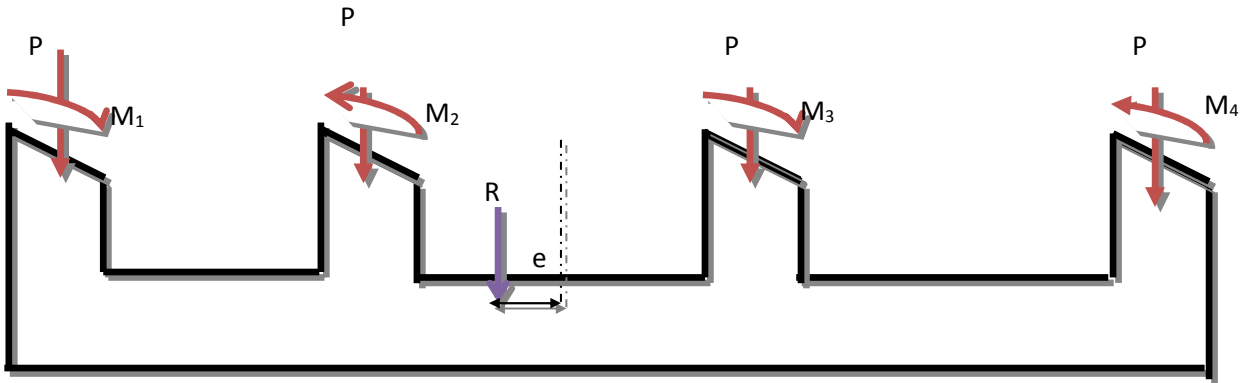
**Tableau VII.3 : surface des semelles filantes sous poteaux :**

Poteau	N (KN)	ei (m)	M (KN.m)	Ni × ei (KN.m)	e (m)	q <sub>min</sub> (KN)	q <sub>max</sub> (KN)	q <sub>L/4</sub> (KN)
C 1	589.67	-8	-1.867	-4747.36	<b>0,19</b>	<b>154.38</b>	<b>178.1</b>	<b>172.15</b>
C2	751.17	-3.5	-1.467	-2629.1				
C4	588.82	3.5	-1.779	2060.87				
C5	729.94	8	3.392	5839.52				
	=2659.6	/	=-1.721	= 523.93				

➤ **Distribution de la réaction par mètre linéaire :**

$$e = -0,23 \text{ m} < \frac{L}{6} = 16/6 = 2.66 \text{ m}$$

⇒ Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.



➤ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{SOL}} = 172.15 / 200 = 0.86 \text{ m} = 1 \text{ m}$$

On aura donc :  $S = 1 \times 16 = 16 \text{ m}$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux

$$S_p = S \times n$$

$$S_p = 16 \times 5 = 80 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v = 80 + 6.97 = 86.97 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure :  $S_{bat} = 16 \times 16 = 256 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{tot}}{S_{bat}} = \frac{86.97}{256} = 0,34$$

$$S_t < 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente 34%

▪ **Conclusion :**

La surface totale des semelles filantes inférieure à 50% de la surface du sol d'assise

( $S_t < 50 \% S_{bat}$ ), alors on opte pour des semelles filantes

**VII.3.4. Calcul des semelles filantes :**

➤ **Calcul de la semelle :**

**A-Calcul des contraintes sous la semelle :**

$$\sigma_{max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6.e}{L} \right) = 154.38 \text{KN/m}$$

$$\sigma_{min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6.e}{L} \right) = 197.81 \text{KN/m}$$

$$\sigma \left( \frac{L}{4} \right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3.e}{L} \right) = 172.15 \text{KN/m}$$

**B-Dimensionnement de la semelle :**

❖ **Hauteur de la semelle :**

$$hs = \frac{B-a}{4} + 5$$

Avec :

A : Largeur de la semelle.

a : coté du poteau.

$$hs = \frac{100-45}{4} + 5 = 18.75 \text{cm}$$

**On prend h s= 35cm**

$$\frac{A-a}{4} \leq d \leq A - a \Rightarrow 18.75 \leq d \leq 55$$

**On prend d =30cm**

Soit les dimensions suivantes :

L =16m; B= 100cm; hs = 35cm; c = c' = 5cm; d = 30cm

**VII.3.5. Calcul de la poutre de rigidité :****A-Dimensionnement de poutre de rigidité :**

- **La hauteur de la poutre de rigidité :**

$$\frac{l}{9} \leq hp \leq \frac{l}{6} \Rightarrow \frac{450}{9} \leq hp \leq \frac{450}{6}$$

$$50\text{cm} \leq hp \leq 75\text{cm}$$

Soit:  $hp = 70\text{ cm}$

- **Largeur de la poutre de rigidité :**

$$\frac{1}{3} hp \leq bp \leq \frac{2}{3} hp \Rightarrow 23.33 \leq bp \leq 46.66\text{cm}$$

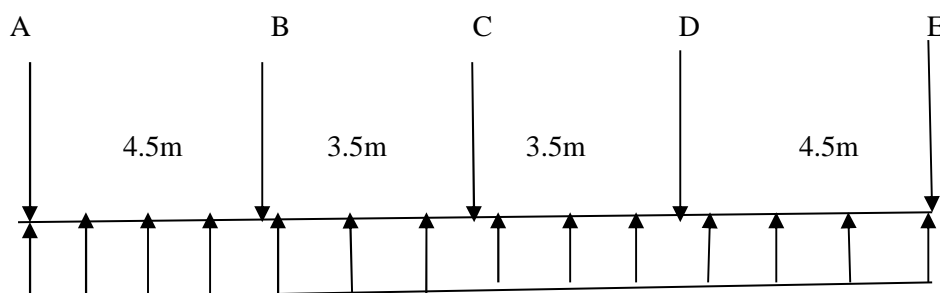
Soit  $b_p = 45\text{cm}$ . ..... $dp = hp - c = 70 - 5 = 65\text{cm}$

**B-Calcul de la charge uniforme :**

Point d'appuis	Nu(KN)	Mu(KN)
A	825.55	4.083
B	784.8	5.080
C	609.8	4.509
D	498.3	4.202

$$qu = x = \frac{2718.45}{16} \left(1 + \frac{3x(0.19)}{16}\right) = 175.95\text{KN/ml}$$

- **Ferraillage de la poutre de rigidité :**



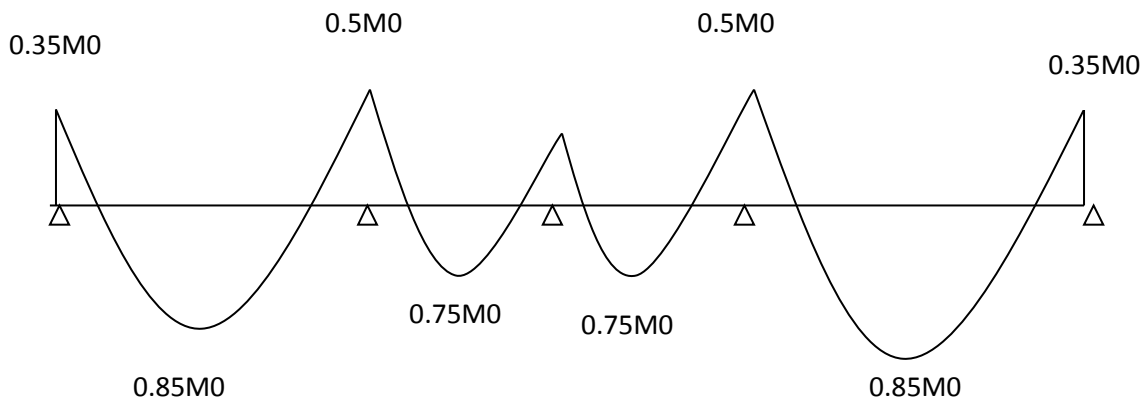


Figure VII.1. Diagramme des moments fléchissants

- Calcul des moments isostatique :  $M_0 = \frac{qu}{8} \times l^2$

Avec :  $q = q(l/4) \times B = 175.95 \times 1m = 175.95 \text{KM/ml}$

Tableau VII.4 : moment isostatique

	L=4.5m	L=3.5m	L=3.5m	L=4.5m
Moment Isostatique	$M_{01}$	$M_{02}$	$M_{03}$	$M_{04}$
	445.37	269.42	445.37	269.42

- Calcul des armatures :
  - Aux appuis :  
Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_c$$

Tableau: VII.5. Ferrailage de la poutre de rigidité aux appuis

Appuis	M (KN.m)	$\mu$	B	$A_{st}(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$
B	222.69	0.082	0.957	10.28	3.53

- En travée :

**Tableau: VII.6. Ferrailage de la poutre de rigidité en travée**

Travée	M (KN.m)	$\mu$	B	$A_{st}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$
A- B	378.56	0.14	0.924	18.11	3.53

- Armatures adoptées :

- Aux appuis :

**Tableau: VII.7. Armatures adoptées en appuis**

$A_s (cm^2)$	$A_{choisis} (cm^2)$	$A_{adoptées} (cm^2)$
10.28	8HA14	12.31

- En travée:

**Tableau: VII.8. Armatures adoptées en travée.**

$A_s (cm^2)$	$A_{choisis} (cm^2)$	$A_{adoptées} (cm^2)$
18.11	4HA14+4HA20	18.71

✓ **Vérification à L'ELU :**

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A \geq A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 45 \times 2.1/400 = 3.53cm^2$$

$$A_a = 10.28 cm^2 \geq A_{min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_t = 18.11 cm^2 \geq A_{min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la condition de cisaillement :**

$$L = 4.5m - 0.45m = 4.05m$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right\} = \min \{ 2.5 ; 4MPa \} = 2.5MPa$$

$$T_u = \frac{q_u x l}{2} = \frac{175.95 \times 4.05}{2} = 356.29 KN$$

$$\tau_u = \frac{356.29 \times 1000}{650 \times 450} = 1.21 MPa < 2.5MPa \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul des armatures transversales:**

$$\Phi = \min\left\{\frac{h_p}{35}; \frac{b_p}{10}; \Phi_1\right\} = \min\{2, 1.2, 2\}$$

Soit  $A_t$  = cadres T8.

➤ **Détermination des espacements :**

**En zone nodale :**

$$\text{On a : } S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi; 30\text{cm}\right)$$

$$S \leq \min(17.5; 24; 30\text{cm})$$

Soit:  $S_t = 17.5\text{cm}$  on prend  $S_t = 10\text{cm}$

**En zone courante:**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{70}{2} \Rightarrow S_t \leq 35\text{cm}$$

Soit :  $S_t = 20\text{cm}$

$$A_t \geq 0.003 S_t b = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2 \text{ condition vérifiée.}$$

➤ **La longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement  $L_s \geq 40\Phi$      $L_s \geq 56\text{cm}$      $L_s = 60\text{cm}$

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux doit être effectué avec des crochets de  $90^\circ$ .

✓ **Vérification à L'ELS :**

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

La contrainte de compression dans le béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\rho = \frac{100 \times A}{b \times d}$$

$$\rho \Rightarrow \beta_1 \Rightarrow K_1$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s$$

▪ **Calcul des moments à L'ELS :**

$$q_s = 172.15 \text{ KN/ml}$$

La travée A-B :

$$M_0 = \frac{172.15}{8} \times (4.5)^2 = 435.75 \text{ KN.m}$$

La travée B-C :

$$M_0 = \frac{172.15}{8} \times 3.5^2 = 263.60 \text{ KN.m}$$

**Tableau VII.8 : vérifications des contraintes**

	Ms KN.m	$\rho$	$\beta$	K1	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	OBS
Appuis A	152.51	0.35	0.908	39.35	6.38	15	CV
Travée AB	370.39	0.62	0.884	28.10	12.67	15	CV

### VII.3.6. Ferrailage de la semelle sous voiles :

$$A_s = \frac{N_u(A-a)}{8d\alpha\sigma_{st}} = \frac{1294.06 \times 1000(100-45)}{8 \times 30 \times 34800} = 8.52 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_t = 8\text{HA}12 = 9.05 \text{ cm}^2$  avec  $St = 15 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 9.05/4 = 2.26 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6\text{HA}12 \text{ (} A_r = 6.78 \text{ cm}^2 \text{) avec } St = 15 \text{ cm.}$$

✓ **Vérification de la contrainte du sol :**

$$-\sigma_{sol} = \frac{N_s}{B L} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sigma_{sol} = 545.46 / (1 \times 4.05) = 134.68 \text{ KN/m}^2 < \overline{\sigma_{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \text{ condition vérifiée.}$$

### VII.3.7. Calcul des longrines:

Les longrines ont pour rôle de rigidifier l'infrastructure et empêcher les semelles de se déplacer.

Elles seront calculées pour résister à la traction sous l'effet d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

**N** : valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

**$\alpha$**  : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie du site considéré.

**A-Dimensionnement des longrines :**

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines, toujours selon le RPA, (25×30) cm<sup>2</sup> pour les sites S<sub>2</sub> et S<sub>3</sub>. On adopte : (30×35).

**B-Ferraillage des longrines :**

- **Armature longitudinale :**

La catégorie du site est : S<sub>2</sub> ⇒  $\alpha = 12$  (RPA 2003)

$$F = \frac{574,4}{12} = 47,86 \geq 20 \text{KN}$$

$$A_s = \frac{47,86 \times 10^3}{348 \times 100} = 1,37 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,6\% bh = 0,006 \times 35 \times 30 = 6,3 \text{cm}^2$$

Soit 4HA16 ⇒  $A_s = 8,04 \text{cm}^2$ .

- **Armatures transversales :**

$$\Phi = \min \{h/35 ; \Phi_1 ; b/10\}$$

On prend  $\Phi = 8 \text{mm}$

Soit un cadre T8

L'espacement des cadres doit être :  $St \leq \min \{20 \text{cm} ; 15\Phi_t\}$  ; soit  $e = 15 \text{cm}$

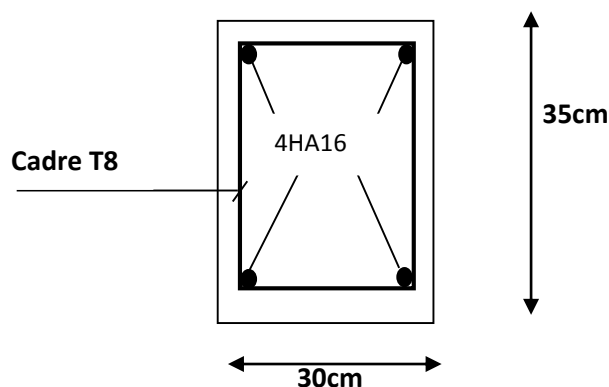


Figure : VII.2.ferraillage des longrines.

➤ **Conclusion :**

✓ **Poutre de rigidité :**

**Dimensionnement :**

La hauteur :  $h_p = 70\text{cm}$

La largeur :  $b_p = 45\text{ cm}$

**Ferraillage :**

Aux appuis : 8HA14

En travées : 4HA14+4HA20

✓ **Les longrines :**

**Dimensionnement :**

La hauteur :  $h = 35\text{cm}$

La largeur :  $b = 30\text{cm}$

**Ferraillage :**

Armatures longitudinales : 4HA14

Armatures transversales : cadres T8

✓ **La semelle :**

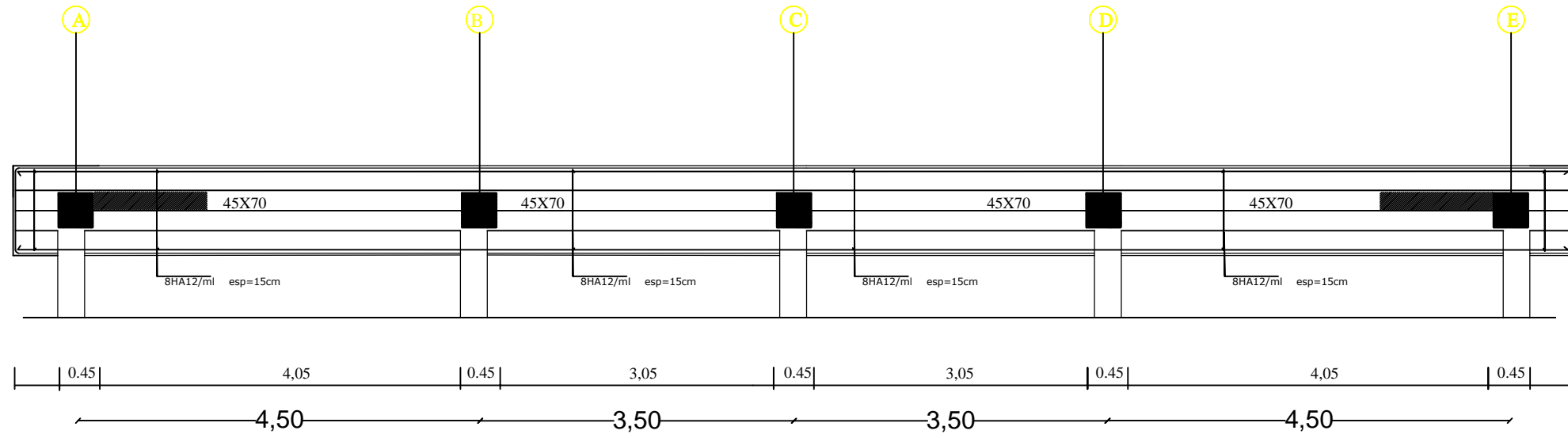
**Dimensionnement :**

$d = 30\text{cm}$

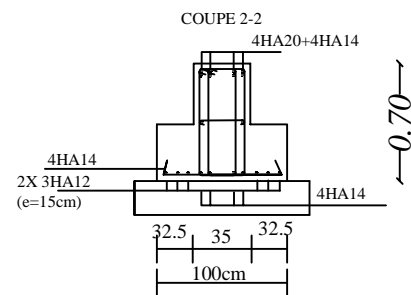
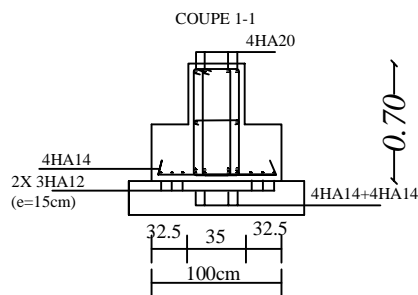
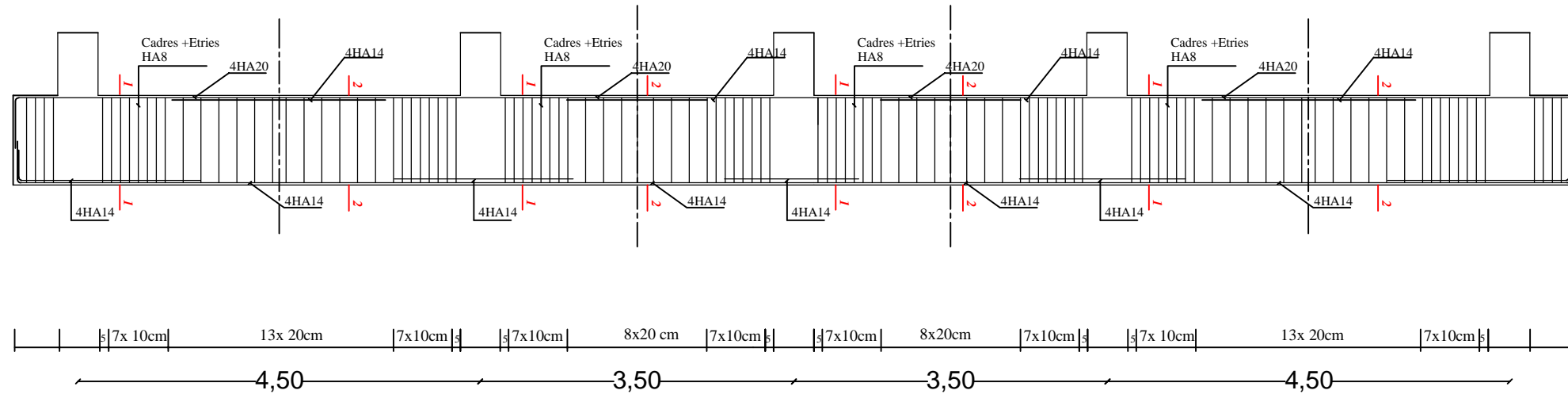
$h = 35\text{cm}$

$B = 100\text{cm}$

## FERRAILLAGE DE LA SEMELLE



## FERRAILLAGE DE LA NERVURE



Republique Algerienne Démocratique et Populaire  
 Université de MOULOU D MAMMERI T-O  
 Faculté du Génie de la Construction  
 Département de Génie civil

Etude par  
 Mlle: HADID Fariel  
 Mlle: MOULOU D Amina

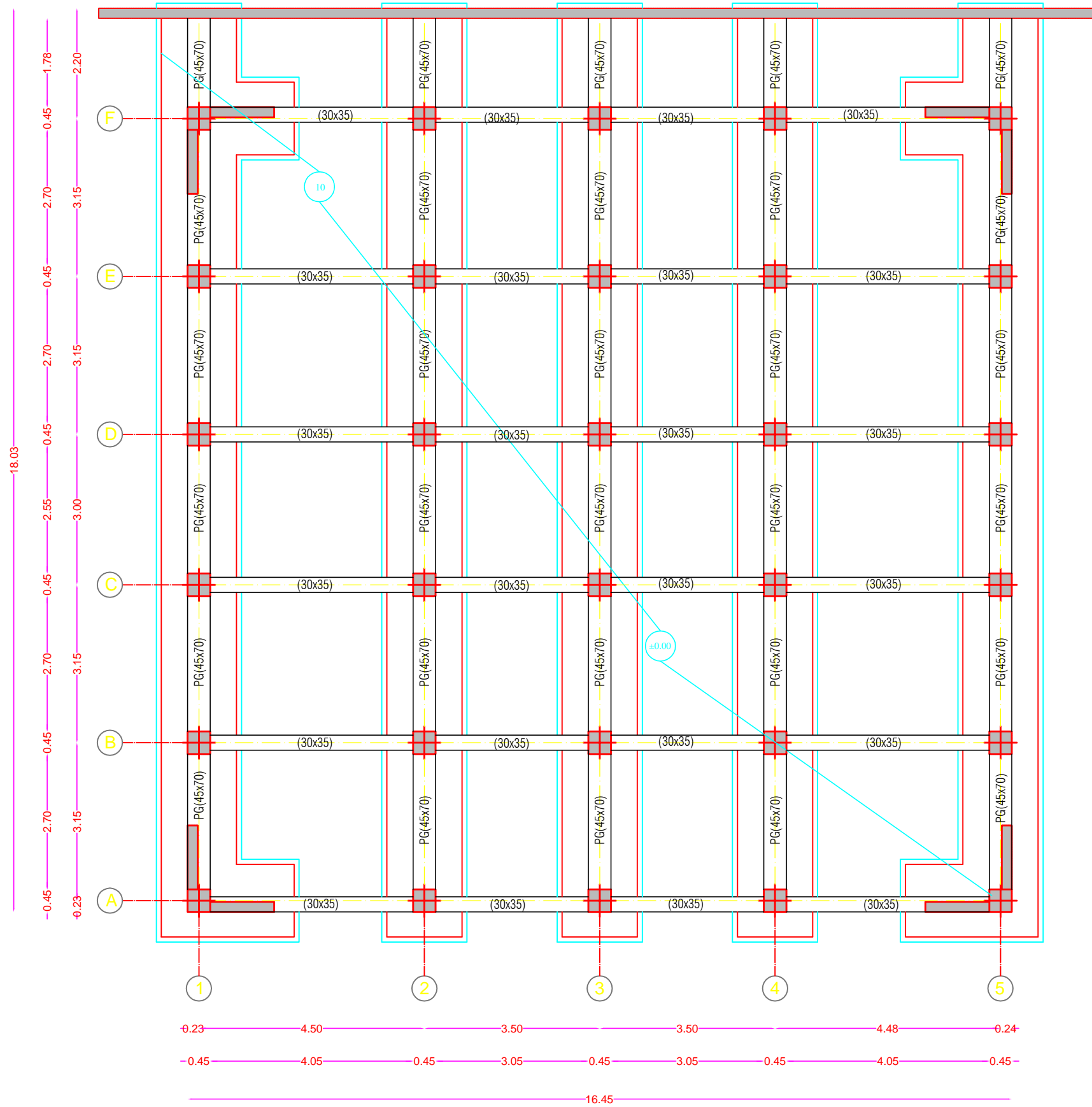
Dirigé par:  
 Mme CHERIFI

**FERRAILLAGE DE LA SEMELLE**

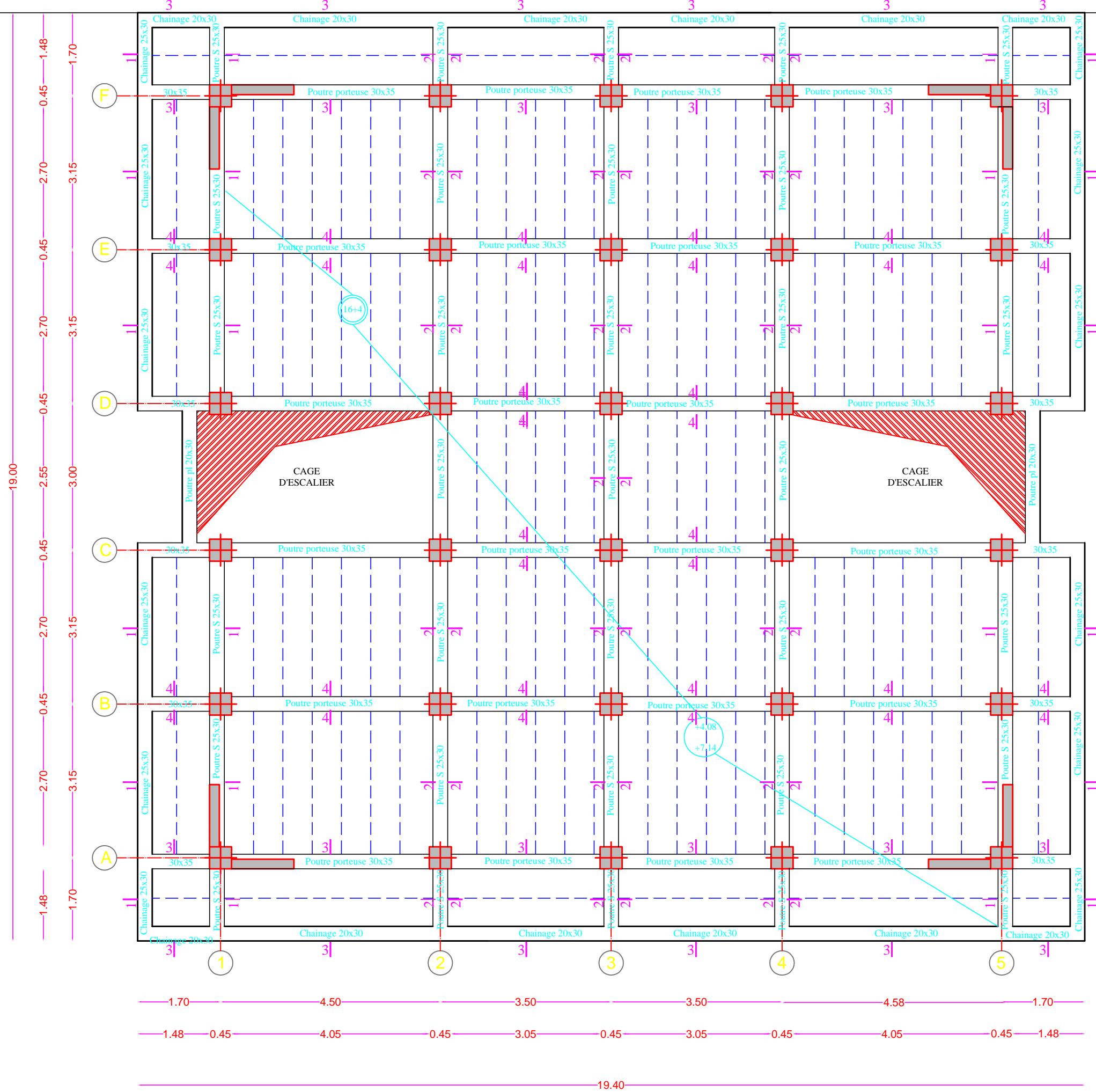
Echelle:

2019/2020

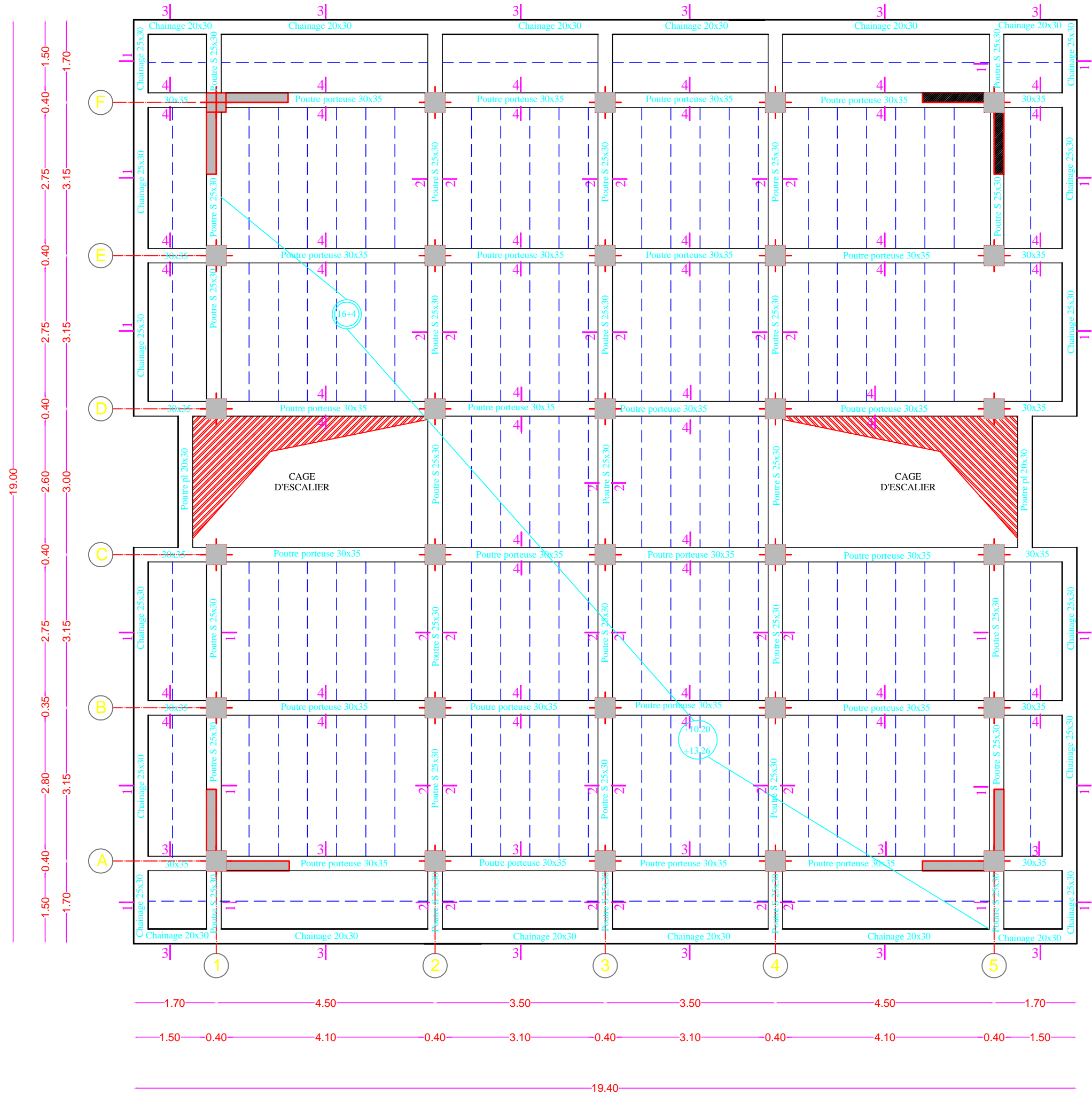
# PLAN DES FONDATIONS



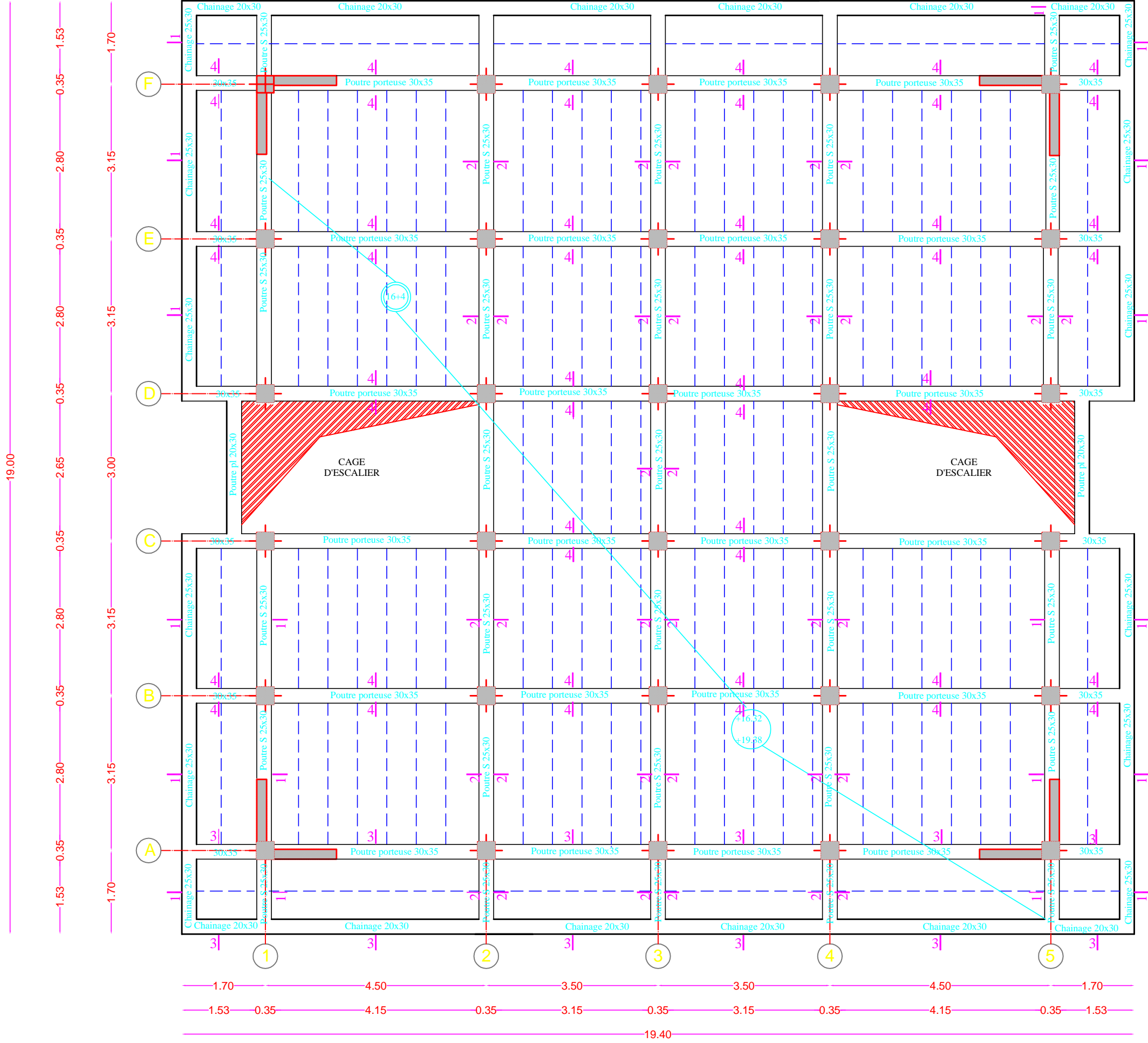
# PLAN DE PLANCHER NIV +4.08 ET +7.14



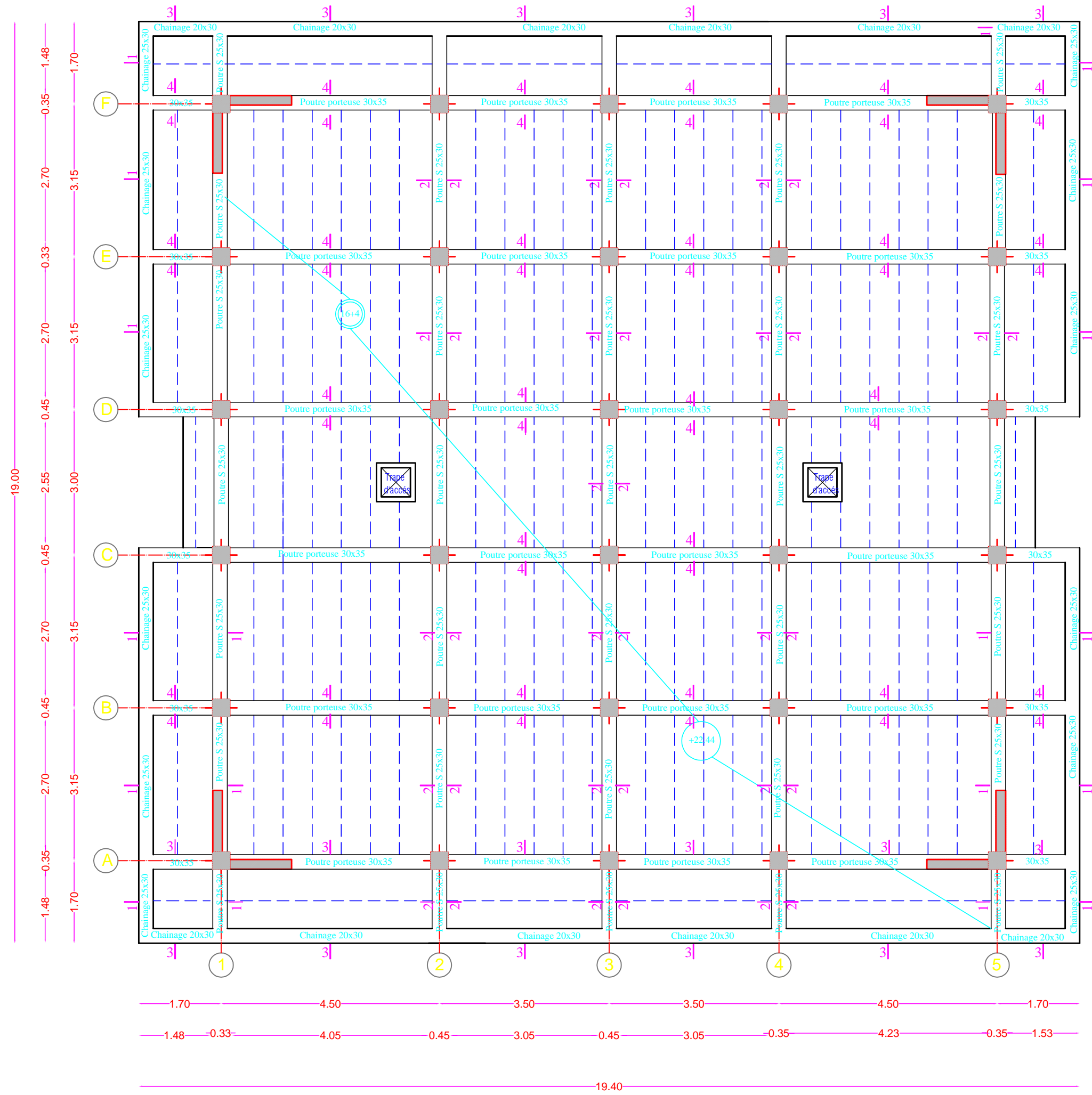
# PLAN DE PLANCHER NIV +10.20& +13.26



# PLAN DE PLANCHER NIV +16.32 & +19.38



# PLAN DE PLANCHER NIV +22.44



# Conclusion

Le projet de fin d'étude se révèle être d'une grande importance pour tout étudiant embrassant une carrière dans le bâtiment.

La nécessité se relève plus impérative car elle met l'étudiant en application directe des connaissances acquises et les différents règlements en vigueur.

Cette expérience dans le domaine nous a incité non seulement à connaître toutes les étapes de calcul d'un bâtiment, mais aussi à se documenter et à enrichir nos connaissances en génie civil.

Enfin nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul théorique mais surtout sur sa concordance avec le côté pratique d'où la nécessité d'une bonne critique des résultats

J'espère par ce modeste travail, servir et contribuer aux travaux et projets des promotions à venir.

# ***Bibliographie***

- Document technique réglementaire (DTR B.C.2.2) charges permanentes et charges d'exploitation.
- Règlement parasismique Algérienne (RPA99/version 2003).
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A93).
- Cours de béton armé (BAEL91 et DTU associé).
- Règles BAEL91 modifié 99.
- Cours et TD des années de spécialités.
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.