

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU

*Faculté de Génie de la Construction*  
*Département De Génie civil*

# Mémoire

*De Fin D'études*  
*En Vue de L'obtention Du Diplôme*  
*De Master en génie civil*

**Option : Construction civile et industrielle**

**Thème :**

*Étude d'une structure (R+5+ 2 S-SOL+ étage attique +  
Charpente en bois) à usage d'habitation et commercial.*



*Proposé par :*

*Mme AKMOUSSI*

*Réalisé par :*

*IBRAHIM Yasmina*  
*IGHIL MELLAH Ouardia*

*Année universitaire : 2018 - 2019*

# REMERCIEMENTS

Toute notre reconnaissance et remerciement à Dieu, le tout puissant de nous avoir donné la force nécessaire pour mener ce projet à terme.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre promotrice Madame AKMOUSSI de nous avoir encadré, suivi et soutenu tout le long de ce travail.

Il nous est agréable de pouvoir exprimer nos sentiments de reconnaissance à tous les enseignants et personnel de la bibliothèque du Génie Civil.

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

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Merci.

# Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

**A mes très chers parents**

**A mes frères et mes sœurs**

**A mes chers cousins et cousines**

**A mes chers grands parents**

**A tout mes amis**

**A ma binôme adorée Yasmina** qui était ma sœur et mon amie, Avec qui j'ai partagé d'agréables moments durant mes années d'études, et à toute sa famille.

**A tous ceux qui m'ont aidé et soutenu de près ou de loin pour la réalisation de ce travail.**

Ouardia.

# *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes très chers parents, tout mon respect et affection en témoignage de leur soutien, sacrifice, patience, ainsi que pour leurs conseils et leur précieux aide morale et financière dont ils ont fait preuve pour que je réussisse, que Dieu les protège et les entoure de sa bénédiction*

**A mon très cher mari HOUES**, pour tout l'encouragement, qu'il m'a offert, je lui dédis ce travail qui n'aurait pas pu être achevé sans son éternel soutien.

*A ma chère sœur AZIZA*

*A mon cher frère KARIM*

*A mes chères grandes mères HOURIA et AZIZA*

**A ma grande famille**, oncles, tantes, cousins et cousines

**A ma belle famille**

**A tout mes amis**

**A ma binôme adorée Ouardia**, elle était ma sœur et mon amie, Avec qui j'ai partagé d'agréables moments durant mes années d'études, et à toute sa famille.

**A tous ceux qui m'ont aidé et soutenu de près ou de loin pour la réalisation de ce travail.**

Yasmina

# Sommaire

Introduction

Chapitre I : présentation de l'ouvrage.....1 – 11

Chapitre II : pré dimensionnement.....12 - 30

Chapitre III : Calculs des éléments

III-1 : Introduction

III-2 : Calcul du plancher.....31 - 61

III-3 : Calcul des escaliers.....62 - 76

III-4 : Calcul des balcons.....77 - 83

III-5 : Calcul de charpente.....84 - 91

III-6 : Calcul poutre palière.....92 - 98

III-7 : Calcul poutre de chainage.....99 -108

III-8 : Calcul de l'acrotère. ....109-116

Chapitre IV: Modélisation de la structure.....117-136

Chapitre V: Vérification.....137-159

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

VI-1:Ferrailage des poteaux.....160-169

VI-2: Ferrailage des poutres.....170-179

VI-3: Ferrailage des voiles.....180-184

Chapitre VII : Etude de mur plaque.....185-191

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure.....192-218

Conclusion

Bibliographie

Plans

# INTRODUCTION

Notre projet de fin d'étude consiste à l'étude d'un bâtiment ( 2S-Sols +RDC+5 étages + étage attique + Charpente en bois) à usage d'habitation et commerciale contreventé par voiles et portiques en béton armé.

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

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoi souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions.

Pour cela nos calculs seront conformes aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) et les règles de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant les méthodes des états limites (BAEL 91 modifié 99) afin d'assurer au mieux la stabilité ainsi la sécurité des usagers.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visent à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

L'ingénieur doit définir les qualités des matériaux, les dispositions constructives et les dimensions pour chaque élément de la construction pour limiter les déformations, contrôler les dommages, empêcher la rupture brutale et l'effondrement de la structure.

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des éléments afin d'assurer la sécurité des usagers. Quels que soit le bâtiment en béton armé, son étude rencontre de nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement, les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

L'objectif, comme pour toute étude et calcul de bâtiment est d'aboutir aux différents plans de coffrages et de ferrailage, qui se font dans la dernière partie du travail.

# Chapitre I : présentation de l'ouvrage

---

## I-1 : Introduction :

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage, en l'occurrence, la zone d'implantation. Les différentes caractéristiques géométriques de l'ouvrage, les éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques, la réglementation utilisée ainsi que les caractéristiques du sol sont aussi présentées dans ce chapitre.

## I-2 : Description :

Dans le cadre de notre projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial constitué de :

- Deux sous sols.
- Un rez-de-chaussée (RDC).
- 05 étages à usage d'habitation.
- Un étage en attique avec terrasse accessible.
- Une charpente en bois qui sert de toiture.
- Une cage d'escalier.

## I-3 : Données du site :

- Le projet est situé dans la wilaya de Tizi ouzou, classé selon RPA99 version 2003 comme une zone de moyenne sismicité zone (IIa).
- La contrainte admissible du sol évaluée par le laboratoire de géotechnique spécialisé est :  $\sigma = 2$  bars.
- La profondeur est de 1.25m

## I-4 : Caractéristiques géométrique de la structure :

Les caractéristiques de la structure à étudier sont :

Longueur en plan	15,50m
Largeur en plan	11,80m
Hauteur totale du bloc (Hauteur totale de Structure).	30,02m
Hauteur du RDC	3,74m
Hauteur d'étage courant et l'attique	3,06m
Hauteur des sous sol	3,06m

**Tableau I-1 : les caractéristiques géométrique de la structure**

# Chapitre I : présentation de l'ouvrage

---

## I-5 : Les éléments de l'ouvrage :

### I-5-1 : Ossature :

L'ossature est le squelette d'un bâtiment, il est composé de :

- Portiques transversaux et longitudinaux qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales (poids de personnes, du mobilier et des équipements).
- Voiles en béton armé (refends) disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales (séisme, vent,...etc.).

### I-5- 2 : Les planchers :

Les planchers sont des aires généralement planes, il a pour but de :

- Séparer deux niveaux successifs de bâtiment.
- Supporter les charges et les transmettre aux éléments porteurs.
- Améliorer l'isolation thermique et acoustique.

On trouve deux types de planchers :

#### *a) Planchers en corps creux:*

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux :

- Les corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu.
- Les poutrelles en béton armé qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- Une dalle de compression armée coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de Compression.

#### *b) Dalle pleine en béton armé:*

Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux.

### I-5- 3 : Les escaliers :

Un escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et en descendant. Ils sont constitués de paliers de repos et de paillasse en béton armé coulé sur place. Il existe plusieurs types d'escaliers tel que les escaliers droits, les escaliers balancés, les escaliers circulaires.

# Chapitre I : présentation de l'ouvrage

---

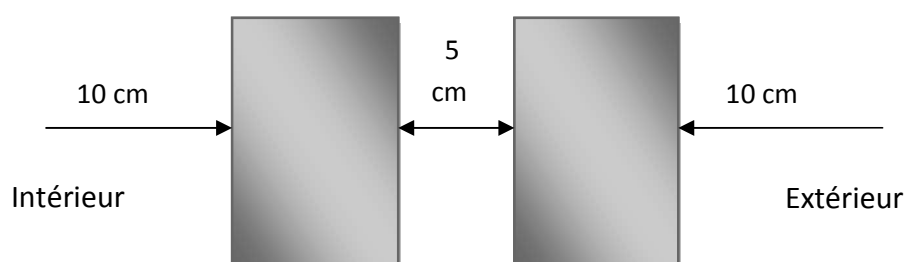
## I-5-4 : les balcons :

Le bâtiment comporte un seul type de balcon en béton armé.

## I-5- 5 : La maçonnerie :

### a)Murs extérieurs:

Ils seront réalisés en double cloisons composés de deux murs en briques creuses de 10cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur, pour assurer une bonne isolation thermique.



### b) Murs intérieurs:

Ils seront réalisés en brique creuses de 10 cm d'épaisseur qui seront destinés à séparer la surface intérieure habitable.

## I-5- 6 : Revêtements :

Les revêtements utilisés sont :

- Mortier de ciment pour les murs de façades, la cage d'escalier.
- Enduit de plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- Carrelage et dalle-de-sol pour les planchers.
- Céramique et marbre pour les cuisines, les salles d'eaux et les escaliers.

## I-5-7 : Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

## I-5-8 : la charpente :

# Chapitre I : présentation de l'ouvrage

---

La toiture est une charpente en bois constituée de panne, de chevreaux, de linteaux et de tuiles à emboitements et c'est une structure porteuse, dont la fonction est de supporter son poids, ainsi que les matériaux de couverture.

## **I-5-9 : Les fondations :**

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure. Elles ont pour rôle la transmission des charges et surcharges de la superstructure au sol, donc elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception découle la bonne tenue de l'ensemble.

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

## **I-5-10 : Système de coffrage :**

Nous avons opté pour un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage en bois pour les portiques (poutres – poteaux).

## **I-6 : Les caractéristiques des matériaux:**

Dans notre ouvrage nous avons utilisé deux matériaux : Le béton et l'acier, Ils seront choisis conformément aux règles de conception et calcul des Structures en béton armé en vigueur en ALGERIE.

### **I-6-1 : Le béton :**

Le béton est un matériau obtenu par un mélange de sable, gravier et ciment en présence d'eau.

#### **I-6-1-1 : Résistance caractéristique du béton à la compression :**

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, celle-ci notée  $f_{c28}$ .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $j < 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (**Art 2-1-11 BAEL91**) :

$$f_{cj} = \frac{j}{(4.76+0.83j)} \times f_{c28} \quad \text{MPa} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(1.4+0.95j)} \times f_{c28} \quad \text{MPa} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour notre étude on a :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

# Chapitre I : présentation de l'ouvrage

---

## ***I-6-1-2 : Résistance caractéristique du béton à la traction :***

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si} \quad f_{cj} \leq 60 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{(BAEL91/Art 2.1, 12).}$$

$$f_{tj} = 0,275 f_{ci}^{2/3} \quad \text{si} \quad f_{cj} > 60 \text{MPa}$$

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

## ***I-6-1-3 : Contraintes limites du béton :***

### ***a) ELU (Etat Limite Ultime) : (BAEL91/Art 4.3.4)***

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

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_b}$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité :

$\gamma_b = 1,15$  si la situation est accidentelle.  $\Rightarrow f_{bc} = 18,50 \text{MPa}$  (pour  $\theta = 1$ )

$\gamma_b = 1,5$  si la situation est courante.  $\Rightarrow f_{bc} = 14,20 \text{MPa}$  (pour  $\theta = 1$ ).

$\theta$  : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions :

$\theta = 1$  lorsque la durée d'application est supérieur à 24 heures.

$\theta = 0,9$  lorsque la durée d'application est entre 1heur et 24heurs.

$\theta = 0,85$  lorsque la durée d'application est inférieur à 1heur.

Dans notre cas on prend  $\theta = 1$ :

D'où  $f_{bc} = 14,2 \text{MPa}$ , en SD.

$f_{bc} = 18,5 \text{MPa}$ , en SA.

## **«Diagramme contrainte-déformation » : (BAEL91/Art4.3, 41)**

# Chapitre I : présentation de l'ouvrage

---

**Figure I-1 : Diagramme contrainte -déformation du béton à L'ELU.**

Avec :

$\sigma_{bc}$  : Contrainte de calcul du béton en compression

$f_{c28}$  : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours

$\varepsilon_{bc}$  : Déformation du béton en compression

Pour  $\varepsilon_{bc} < 2 \text{ ‰}$  on applique la loi de Hooke qui dit :  $\sigma_{bc} = E_b \cdot \varepsilon_{bc}$

$E_b$  : Module de Young.

## **b) Etat limite de service (ELS): (BAEL91/Art4.5).**

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus Satisfaites. Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.

### **I-6-1-4: Contrainte de compression du béton limite de service (BAEL91/Art4.5, 2)**

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$



**Figure I-2 : Diagramme contrainte - déformation du béton à L'ELS.**

### **I-6-1-5 : Contrainte limite de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :

$$\tau = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \text{ Cas où la fissuration est peu préjudiciable.}$$

$$\tau = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \text{ Cas où la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

# Chapitre I : présentation de l'ouvrage

---

## ***I-6-1-6 : Module de déformation longitudinale :***

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de module :

### ***a) Module de déformation instantanée : (art A – 2 .1. 21 BAEL91):***

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale à :

$$E=11000^3\sqrt{f_{cj}} \text{ en MPa}$$

D'où: pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$       $E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa}$ .

### ***b) Module de déformation différée : (art A – 2.1.22 BAEL91)***

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

$$E_{vj}=3700^3\sqrt{f_{cj}} \text{ en MPa}$$

D'où :  $E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$ .

## ***I-6-1-7 : Module de déformation transversale :***

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

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

E : module de YOUNG

$\gamma$  : Coefficient de POISSON

## ***I-6-1-8:Coefficient de POISSON :***

C'est le rapport de la déformation relative transversale et de la déformation relative longitudinale.

Il sera pris égal à :

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

$\gamma = 0.2$  : à l'ELS, pour le calcul des déformations. . (ART-2.1.3, BAEL 91).

## ***I-6-2 : Les aciers :***

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas.

Nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont mentionnées dans le tableau suivant :

## Chapitre I : présentation de l'ouvrage

---

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [Mpa]	Résistance à la Rupture	Allonge. relatif à la Rupture [%]	Coef. de fissuration [ $\eta$ ]	Coefficient de scellement [ $\psi_s$ ]
<b>Aciers en Barre</b>	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
<b>Aciers en treillis</b>	Treillis soudé TL520 ( $\Phi < 6$ )	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

**Tableau I-2: Type d'acier et ses caractéristiques.**

### I-6-2-1 : Module d'élasticité longitudinale : (BAEL91/Art2.2, 1)

Est près égale :  $E_s = 2 \cdot 10^5$  [MPa].

### I-6-2-2 : Contraintes limites dans l'acier :

#### a) Etat limite Ultime (ELU) :

$$\frac{f_e}{\gamma_s} = \sigma_s \quad (\text{Art A.4.3, 2 BAEL91 modifié 99})$$

**Avec:**

$\sigma_s$  : La contrainte d'acier à l'ELU.

**f<sub>e</sub>**: Contrainte d'élasticité de l'acier.

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1,15$  en situation durable.

$\gamma_s = 1,00$  en situation accidentelle.

$\sigma_s = 348$  MPa pour les aciers à haute adhérence FeE400

$\sigma_s = 452$  MPa pour les aciers doux TS520

## Chapitre I : présentation de l'ouvrage

---

### b) Contraintes admissible à l'ELS :

Les vérifications à effectuer vis à vis de l'ouverture des fissures sont :

- **Fissuration peu préjudiciable: (BAEL91/Art4.5, 32)**

Aucune vérification à effectuer.

- **Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art4.5, 33)**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta} \cdot f_{tj}) \right\}$$

- **Fissuration très préjudiciable : (BAEL91/Art4.5, 34)**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(0.5 f_e ; 90 \sqrt{\eta} \cdot f_{t28}) \text{ en (MPa)}$$

**Avec :**

$\eta$  : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$  pour les ronds lisses et les treillis soudé tréfilés.

$\eta = 1,6$  pour les aciers haute adhérence(HA) et les treillis soudés de  $\emptyset \geq 6$  mm.

$\eta = 1,3$  pour les aciers haute adhérence de  $\emptyset < 6$  mm.

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

# Chapitre I : présentation de l'ouvrage

---

## I-6-2-3 : Protection des armatures : (BAEL 91/ Art 7.1).

L'enrobage de toute armature est au moins égal à :

- 5cm pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères agressives.
- 3cm pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou susceptible de l'être) à des actions agressives, à des intempéries, et des condensations, que encore, en égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux...).
- 1cm pour les parois qui seraient situées dans les locaux couverts et clos et qui seraient exposées aux condensations.
- Les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution.

## I-7-2-4 : Les actions qui agissent sur la structure :

Les actions qui agissent sur les structures sont catégorisées et normées :

- **Le poids propre :**

Il s'agit du poids de structure elle-même.

- **Les charges permanentes « G » :**

La charge permanente comprend non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi les poids propres des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que : les enduits, revêtements, cloisons fixes, conduits de fumée...etc. Leurs valeurs (en poids volumiques ou surfaciques) sont obtenues dans le DTR B.C. 2.2

- **Les surcharges d'exploitation « Q » :**

Les valeurs des charges d'exploitation sont fonction :

- Des surfaces auxquelles elles sont appliquées.
- Des dégressions horizontales ou verticales retenues liées aux types et caractères des charges en cause.
- De leur mode de prise en compte.

Les charges d'exploitation sont celles qui résultent de l'usage des locaux ; elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes.

- **Les charges climatiques :**

Les efforts dus au vent ou à la neige.

# Chapitre I : présentation de l'ouvrage

---

- **Les charges sismiques :**

Les efforts entraînés par un séisme sont de nature dynamique et sollicitent les ouvrages.

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

### II-1- Introduction :

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

### II-2- Pré dimensionnement des planchers :

#### II-2-1-Plancher en corps creux :

Il s'agit de planchers constitués de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées, le tout complété par une dalle de compression de 4 cm, d'épaisseur ferrillée par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

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

Le dimensionnement du plancher à corps creux est donné par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L \max}{22,5} \quad (\text{Art B 6-8-423/BAEL91 modifié 99}).$$

**L max** : étant la longueur maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

**ht** : épaisseur de la dalle.

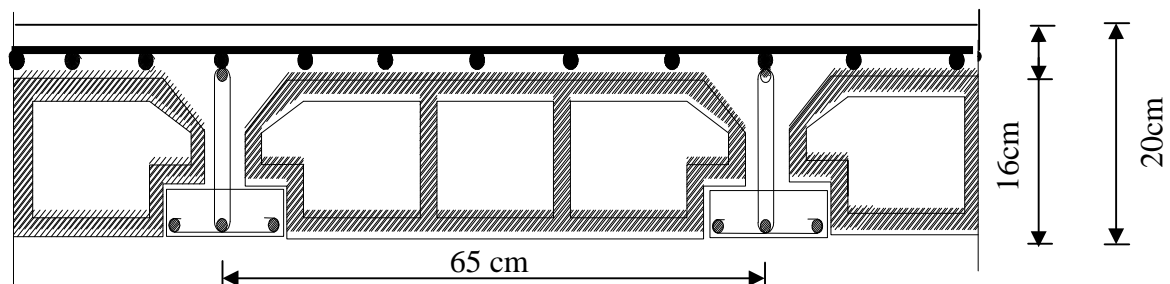
Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire la condition suivante

Min (b1,h1) ≥ 25cm en zone IIa

On a : L max= 400-25= 375 cm.

D'où : ht = 375/22.5= 16,66 cm.

Ainsi, on opte pour un plancher de **ht =20 cm** ; soit un plancher de **(16+4)** (**16 cm** pour les corps creux et **4 cm** pour l'épaisseur de la dalle de compression).



**Figure II-1 : Coupe verticale du plancher.**

### **II-2-2 les dalles pleines :**

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutre, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux)

Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

- **Condition de la résistance à la flexion :**

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :

$$e \geq \frac{L_0}{10}$$

**avec :**

$L_0$  : porté libre.

$e$  : épaisseur de la dalle.

**On a :**

$$L_0 = 1.30\text{m} \longrightarrow e = 0.15\text{m}$$

On adoptera une épaisseur de  **$e = 15\text{cm}$**

- **Résistance au feu :**

$e = 7\text{ cm} \longrightarrow$  pour une heure de coupe-feu

$e = 11\text{ cm} \longrightarrow$  pour deux heures de coupe-feu

$e = 17,5\text{ cm} \longrightarrow$  pour quatre heures de coupe-feu

- **Isolation acoustique :**

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

$$L = 13.3 \log (10 M) \quad \text{si } M < 200 \text{ kg/m}^2$$

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

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de  $350 \text{ kg/m}^2$ .

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

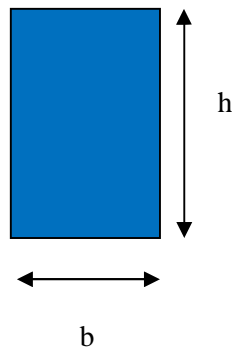
$$h_0 = \frac{M}{\rho}$$

$$h_0 = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm.}$$

Nous prenons :  $h_0 = 15\text{cm}$

### II-3- Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction. Ses dimensions sont données par les relations suivantes :



*Figure II-2 : schémas statique d'une poutre.*

$$\text{Hauteur « ht » : } \frac{L_{\max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$\text{Largeur « b » : } 0.4 ht \leq b \leq 0.7 ht$$

Avec :  $L_{\max}$  : distance maximale entre axe d'appuis dans le sens considéré.

Les dimensions doivent respecter les conditions **de RPA 99 version 2003 (Art 7.5.1)** :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Dans les constructions en béton armé, on distingue deux types de poutres :

- Poutres principales qui servent d'appuis aux poutrelles.
- Poutres secondaires qui assurent le chaînage.

#### II.3.1) Poutres principales (porteuses) :

Ce sont les poutres principales sur lesquelles reposent les poutrelles.

Sachant que  $L = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$ .

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

$375/15 \leq ht \leq 375/10$  ce qui donne  $25 \leq ht \leq 37,5$

On prend : **ht = 35 cm.**

Par conséquent, la largeur b sera :

$$0,4 ht \leq b \leq 0,7 ht \text{ ce qui donne } 14 \leq b \leq 24,5$$

On prend **b = 25 cm.**

### II.3.2) Poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles. Leur rôle est de transmettre les efforts aux poutres porteuses.

Sachant que  $L = 320 - 25 = 295$  cm.

$$295/15 \leq ht \leq 295/10 \text{ ce qui donne } 19,66 \leq ht \leq 29,5$$

On prend **ht = 30 cm**

Par conséquent, la largeur b sera :

$$0,4 ht \leq b \leq 0,7 ht \text{ ce qui donne } 10 \leq b \leq 17,5$$

On prend **b = 20 cm**

### II.3.3) Vérification des conditions exigées par le RPA :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30$ cm	35 cm	30 cm	Vérifiée
$b \geq 20$ cm	25 cm	20 cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.40	1.50	Vérifiée

**Tableau II-1 : vérification aux exigences de RPA.**

Enfin, on adopte les dimensions suivantes :

- **Poutres principales (25x35) cm<sup>2</sup>.**
- **Poutres secondaires (20x30) cm<sup>2</sup>.**



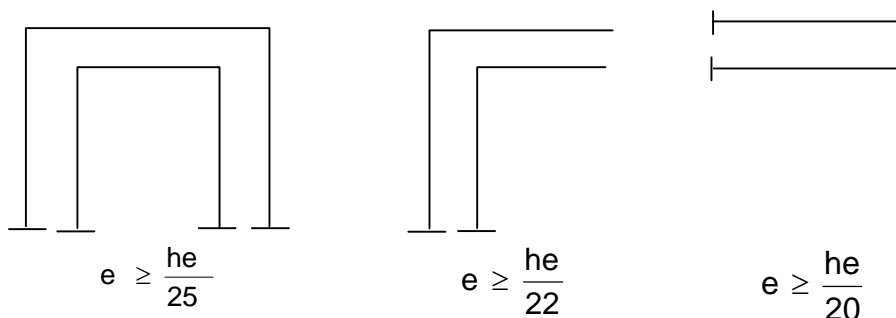
*Fig. II-3: Dimensions de la poutre principale*

*Fig. II.4: Dimensions la poutre secondaire*

### II-4- pré dimensionnement des voiles :

Le pré dimensionnement se fera conformément à l'article 7.7.1 [2].

L'épaisseur ( $e$ ) du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et de la rigidité aux extrémités avec une épaisseur minimale de **15 cm**.



**Figure II-5 : coupe des voiles en plan.**

- **Pour le sous-sol :  $h=306\text{cm}$ .**

$h_e = h$ - épaisseur de la dalle

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

$$e \geq h_e/20 = 286/20 = 14,3$$

- **Pour le RDC :  $h= 374\text{cm}$ .**

$h_e = h$ - épaisseur de la dalle

$$h_e = 374 - 20 = 354\text{cm}$$

$$e \geq h_e/20 = 354/20 = 17,7$$

- **Pour l'étage courant:  $h=306 \text{ cm}$ .**

$h_e = h$ - épaisseur de la dalle

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

$$e \geq h_e/20 = 286/20 = 14,3$$

On adopte une épaisseur :  **$e= 20\text{cm}$**  pour l'étage courant, le sous-sol et le rez-de-chaussée.

La largeur du voile devra satisfaire la condition  $L \geq l_{\text{min}} = 4e$ .

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

$4e=80$  cm soit  $l_{\min}=110$  cm  $=4e$ .

### II-5 : Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'état limite de service en compression simple, selon la combinaison ( $N_s=G+Q$ ) avec :

$N_s$  : effort normal repris par le poteau,

$G$  : charge permanente,

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

En supposant que seul le béton reprend l'effort normal, on effectuera le calcul de la section du poteau le plus sollicité, et qui est donnée par la formule suivante :  $A = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$  avec :  $A$  : section du poteau considéré.

$N_s$  : Effort normal revenant au poteau.

$\bar{\sigma}_{bc}$  Contrainte de compression admissible du béton égale à 15 MPa.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ en MPa, à 28 jours}$$

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

### II-6- Descente de charges :

On calcule les charges permanentes et les surcharges d'exploitations.

#### II-6-1 Charges permanentes :

##### 1 : Toiture :

Eléments	La charges (KN /m2)
Tuiles mécaniques à emboîtement (linteaux compris)	0,4
Chevrons et pannes	0,1
Murs pignon (cloison)	0,9
	Gt= 1.4

Tableau II-2 : Charges permanentes de la toiture.

### 2 : Plancher sous toiture :

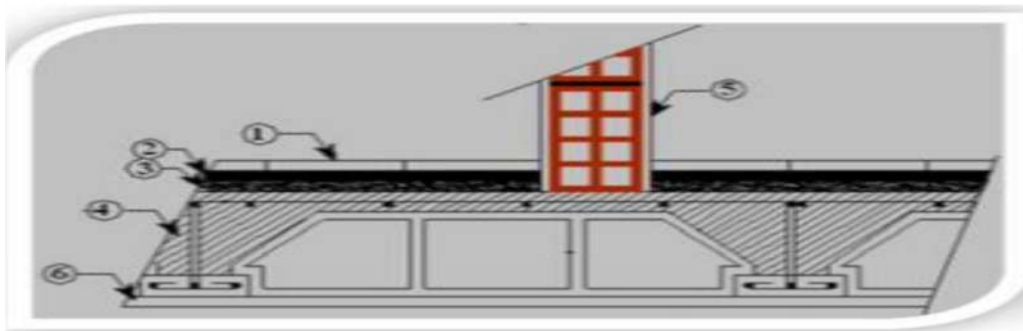
Éléments	Épaisseur (cm)	P [KN/m <sup>3</sup> ]	Charge G [KN/m <sup>2</sup> ]
Plancher en corps creux	16+4	14	2.80
Enduit plâtre	2	10	0.20
			G = 3.00

**Tableau II-3 : Charges revenant au plancher sous toiture.**

### 3 : Plancher d'étage courant :

Élément	Épaisseur (cm)	P [KN/m <sup>3</sup> ]	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1. Revêtement en carrelage	2	22	0,44
2. Mortier de pose	3	22	0,66
3. Couche de sable	3	18	0,54
4. Dalle en corps creux	20	14	2,80
5. Cloison de séparation	10	9	0,90
6. Enduit plâtre	2	10	0,20
			G = 5,54

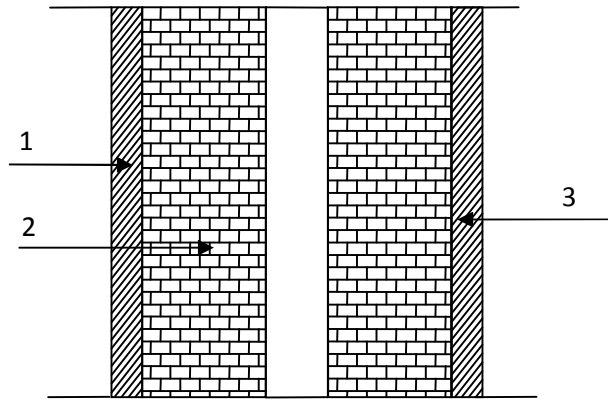
**Tableau II-4 : Charges permanentes d'étage courant.**



**Figure II-6: Coupe du plancher d'étage courant.**

### 4 : Maçonnerie :

#### a) Mur extérieur :

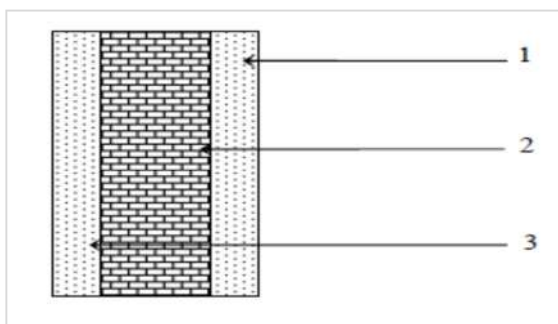


**Figure II.7 : Coupe verticale du mur double cloison**

Eléments	Epaisseur(cm)	P [KN/m <sup>3</sup> ]	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1. Mortier de ciment	2	18	0.36
2. Brique creuse	2x10	9	2x0.9 = 1.8
3. Enduit plâtre	2	10	0.20
4. Lambe d'aire	5		/
			<b>Gt = 2.36</b>

**Tableau II-5 : valeur de la charge de la maçonnerie (mur extérieur).**

#### b) Mur intérieur



**Figure II-8: Coupe verticale d'un mur intérieur.**

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Eléments	Epaisseur(cm)	P [KN/m <sup>3</sup> ]	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
enduit plâtre	2x2	10	2x0.2 = 0.4
Brique creuse	10	9	0.9
			Gt = 1.3

**Tableau II-6 : valeur de la charge de la maçonnerie (mur intérieur)**

### **6 :Dalle pleine (balcon) :**

Eléments	Epaisseur (cm)	P [KN/m <sup>3</sup> ]	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1. Revêtement en carrelage	2	20	0.40
2. Mortier de pose	3	18	0.54
3. Couche de sable	3	22	0.66
4. Dalle pleine en béton armé	15	25	3.75
5. Mortier de ciment	2	10	0.2
			Gt = 5.55

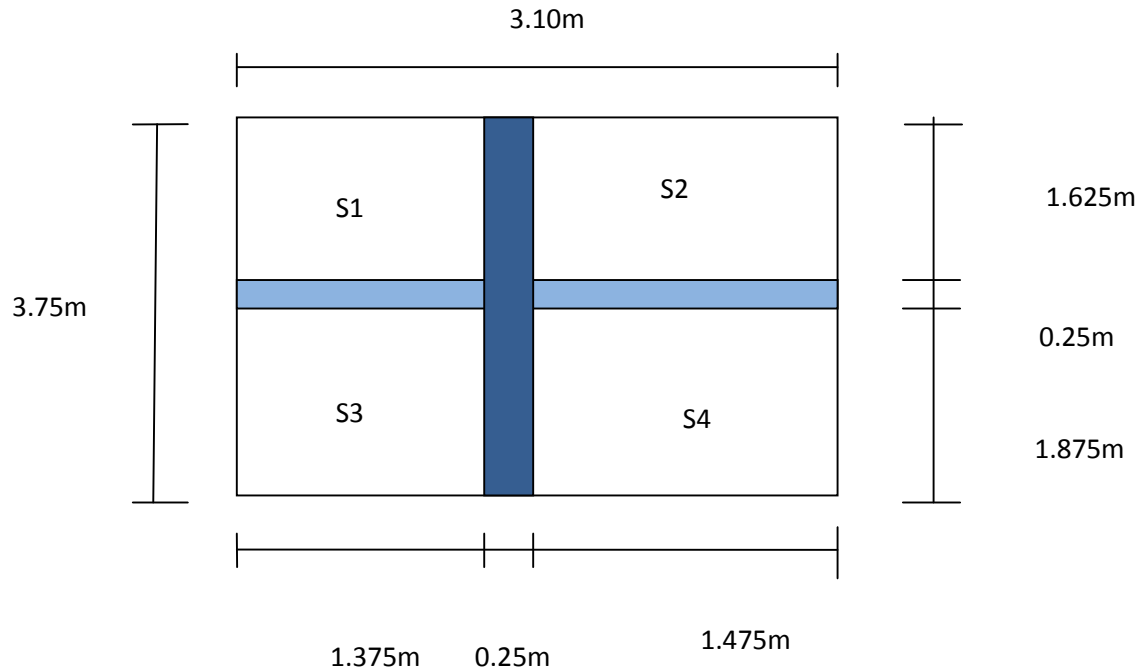
**Tableau II-7: valeur de la charge de le dalle pleine (balcon).**

### **7 :Surcharges d'exploitation :(DTR B.C.2.2) :**

- Plancher toiture.....1KN/m2
- Plancher d'étage courant (locaux) ..... 1.5KN/m2
- plancher à usage commerce..... 5KN/m2
- plancher à usage service..... 2.5KN/m2
- Balcons.....3.5KN/m2
- Escaliers.....2.5KN/m2

### II-6 : Calcul de charge et surcharge revenant au poteau plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est le B2



#### Surface d'influence :

##### - Section nette

$$S = S1 + S2 + S3 + S4.$$

$$S1 = 1.625 \times 1.375 = 2.234 \text{ m}^2.$$

$$S2 = 1.625 \times 1.475 = 2.396 \text{ m}^2.$$

$$S3 = 1.875 \times 1.375 = 2.578 \text{ m}^2.$$

$$S4 = 1.875 \times 1.475 = 2.765 \text{ m}^2.$$

$$S = 2.234 + 2.396 + 2.578 + 2.765 = 9.973 \text{ m}^2.$$

$$\text{donc : } S_{\text{nette}} = 9.973 \text{ m}^2$$

##### - Section brute :

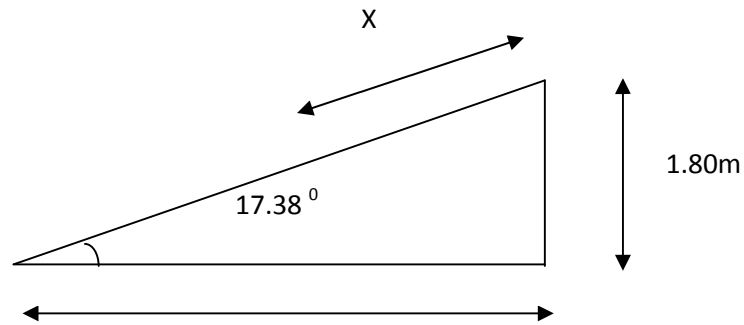
$$S_{\text{brute}} = 3.75 \times 3.10 = 11.625 \text{ m}^2.$$

### II-7 : La Toiture :

Cette toiture se compose de deux versants inclinés

Le calcul des angles de ces versants se fait comme suit :

- **L= 5.75m**

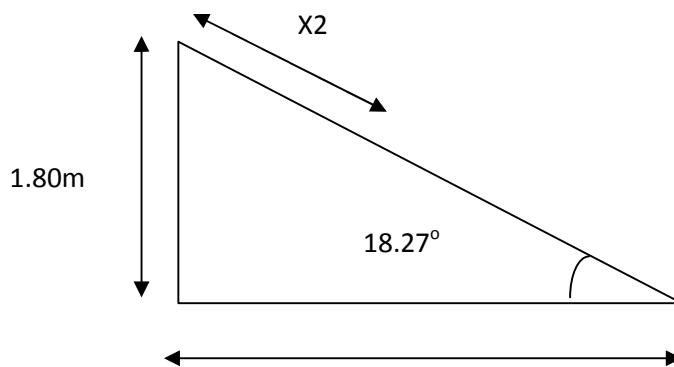


$$\text{tg } \alpha = \frac{1.80}{5.75} = 0.313$$

5.75m

Le premier versant est incliné d'un angle  $\alpha_1 = 17.38^\circ$

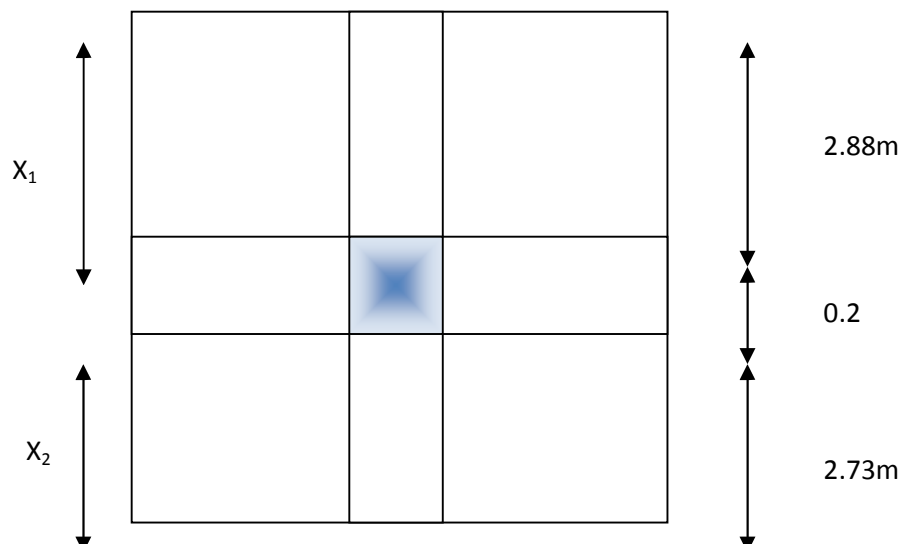
- **L= 5.45m :**



$$\text{tg } \alpha = \frac{1.80}{5.45} = 0.33$$

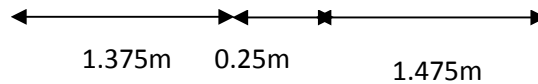
5.45m

Le deuxième versant est incliné d'un angle  $\alpha_2 = 18.27^\circ$



## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

---



**Section brute :**

$$X_1 = (2.875)(\cos 17.38^\circ) = 2.88 \text{ m}$$

$$X_2 = (2.6)(\cos 18.27) = 2.73$$

$$S_{\text{brute}} = 5.86 \times 3.1 = \mathbf{18.16 \text{ m}^2}$$

- **Section nette:**

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

$$S_1 = 2.88 \times 1.375 = 3.96 \text{ m}^2.$$

$$S_2 = 2.88 \times 1.475 = 4.248 \text{ m}^2.$$

$$S_3 = 2.73 \times 1.375 = 3.753 \text{ m}^2.$$

$$S_4 = 2.73 \times 1.475 = 4.026 \text{ m}^2.$$

$$S = 3.96 + 4.248 + 3.753 + 4.026 = 15.987 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc: } S_{\text{nette}} = \mathbf{15.987 \text{ m}^2}.$$

**II-8 : Poids propre des éléments:**

- **Poids propre des planchers :**

- **Toiture:**

$$\text{PP toit} = G \times S_t = 18.99 \times 1.4 = 26.586 \text{ KN}$$

- **Plancher dernier étage:**

$$\text{PP dé} = 3 \times 9.973 = 29.919 \text{ KN}$$

- **Plancher étage courant:**

$$\text{PP éc} = 5.54 \times 9.973 = 55.250 \text{ KN}$$

- **Poids des poutres :**

- **Poutres principales :**

$$\text{PP pp} = (0.25 \times 0.35) \times 4.00 \times 25 = 8.75 \text{ KN}$$

- **Poutres secondaires :**

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

---

$$PP_{ps} = (0.20 \times 0.30) \times 3.20 \times 25 = 4.8 \text{ KN}$$

$$PP_{poutres} = PP_{pp} + PP_{ps} = 8.75 + 4.8 = \mathbf{13.55KN}$$

- **Poids propre des poteaux :**

- Poteau du sous sol 1 (commerce) :  $PP_{pss1} = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.78KN$
- Poteau du sous sol2 (service) :  $PP_{pss2} = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.78KN$
- Poteau du RDC :  $PP_p = 0.25 \times 0.25 \times 3.74 \times 25 = 5.84KN$
- Poteau d'étage courant :  $PP_{éc} = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.78KN$
- Poteau de la toiture :  $PP_{toit} = 0.25 \times 0.25 \times 1.80 \times 25 = 2.81KN$

### II-9: Loi de dégression de charge : (DTR.B.C.2.2/Art6.3)

Elle s'applique au bâtiment à grand nombre de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous leurs niveaux.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression de surcharges est de 5, ce qui est le cas de notre structure. La loi de dégression est :

$$Q_n = Q_0 + \frac{(3+n)}{2n} \times \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{pour } n > 5 \dots \dots \dots \text{ (D. T .R)}$$

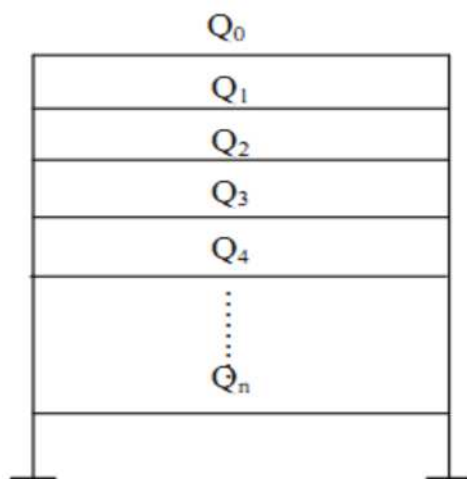
$(3+n)/2n$  : Coefficient valable pour  $n \geq 05$ .

$Q_0$  : surcharge d'exploitation à la terrasse.

$Q_i$  : surcharge d'exploitation de l'étage  $i$

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

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



$$\Sigma 0 = Q_0$$

$$\Sigma 1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma 2 = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma 3 = Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma 4 = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$\Sigma n = \frac{(3+n)}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ pour } n \geq 5$$

- Coefficient de dégression des surcharges :**

niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.666	0.65

**Tableau II-7 : coefficients de dégression des surcharges.**

- Surcharge d'exploitation :**

-Toiture  $Q_0 = Q_t \times S_t = 15.987 \times 1 = 15.987 \text{KN}$

-Plancher dernier étage  $Q_1 = Q_{DE} \times S_t = 9.973 \times 1 = 9.973 \text{KN}$

-Etage courant  $Q_2 = \dots = Q_7 = Q_{EC} \times S_t = 9.973 \times 1.5 = 14.96 \text{KN}$

-Etage de service  $Q_8 = Q_{ES} \times S_t = 9.973 \times 2.5 = 24.93 \text{KN}$

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

---

-Etage de commerce  $Q_9 = Q_{EC} \times St = 9.973 \times 5 = 49.86 \text{KN}$

- **Les surcharges cumulées :**

$$\Sigma 0 = Q_0$$

$$\Sigma 1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma 2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma 3 = Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma 4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$\Sigma 5 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$$

$$\Sigma 6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$$

$$\Sigma 7 = Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$$

$$\Sigma 8 = Q_0 + 0.69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$$

$$\Sigma 9 = Q_0 + 0.67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$$

- **Application numérique :**

$$\Sigma 0 = 15.987 \text{KN}$$

$$\Sigma 1 = 15.987 + 9.973 = 25.96 \text{KN}$$

$$\Sigma 2 = 15.987 + 0.95 (9.97 + 14.96) = 39.673 \text{KN}$$

$$\Sigma 3 = 15.987 + 0.9 (9.973 + 14096 \times 2) = 51.890 \text{KN}$$

$$\Sigma 4 = 15.987 + 0.85 (9.973 + 14096 \times 3) = 62.609 \text{KN}$$

$$\Sigma 5 = 15.987 + 0.80 (9.973 + 14096 \times 4) = 71.835 \text{KN}$$

$$\Sigma 6 = 15.987 + 0.75 (9.973 + 14096 \times 5) = 79.564 \text{KN}$$

$$\Sigma 7 = 15.987 + 0.714 (9.973 + 14096 \times 6) = 87.194 \text{KN}$$

$$\Sigma 8 = 15.987 + 0.69 (9.973 + 14096 \times 6 + 24.93) = 102.00 \text{KN}$$

$$\Sigma 9 = 15.987 + 0.67 (9.973 + 14096 \times 6 + 24.93 + 49.86) = 132.91 \text{KN}$$

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

NIVEAUX	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [kN]		Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ [kN]	Section du poteau [cm <sup>2</sup> ]	
	Poids des planches	Poids des poutres	Poids des poteaux	G totale	G cumulé	Q <sub>total</sub>	Q <sub>cumulé</sub>		$S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section adoptée
<b>Toiture</b>	26.586	13.55	2.81	42.946	42.946	15.987	15.987	58.93	39.28	<b>30X30</b>
<b>Attique</b>	29.919	13.55	4.78	48.249	91.198	25.96	41.947	133.145	88.76	<b>30X30</b>
<b>5</b>	55.25	13.55	4.78	73.58	164.77	39.673	81.62	246.39	164.26	<b>35X35</b>
<b>4</b>	55.25	13.55	4.78	73.58	238.35	51.890	133.51	371.86	247.90	<b>35X35</b>
<b>3</b>	55.25	13.55	4.78	73.58	311.93	62.609	196.11	508.04	338.69	<b>40X40</b>
<b>2</b>	55.25	13.55	4.78	73.58	385.51	71.835	267.94	653.45	435.63	<b>40X40</b>
<b>1</b>	55.25	13.55	4.78	73.58	459.09	79.564	347.5	806.59	537.72	<b>45X45</b>
<b>RDC</b>	55.25	13.55	5.84	74.64	533.73	87.194	434.69	968.42	645.61	<b>45X45</b>
<b>S/sol</b>	55.25	13.55	4.78	73.64	607.37	102.00	638.69	1246.06	830.70	<b>50X50</b>
<b>S/sol</b>	55.25	13.55	4.78	63.64	681.01	132.91	771.60	1452.61	968.40	<b>50X50</b>

**Tableau II- 8: récapitulatif de la décente de charges**

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

### II-10- : Vérification relative au coffrage : (RPA 99 version 2003 Art .7.4.1) :

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur ( $h_e$ ) en une seule fois.

Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone de moyenne Sismicité (IIa) doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Min}(b; h) \geq 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Min}(b; h) \geq h_e/20.$$

$$1/4 < b/h < 4.$$

Condition exigées par le RPA	Poteaux	Valeurs calculés	Vérification
Min (b,h)≥25cm Min(b,h) ≥he/20 1/4<b/h<4	30X30	Min(b,h)=30	ok
		Pour la toiture :	Ok
		He/20=145/20=7.25 Pour le dernier étage : he/20=271/20=13.5 b/h=30/30=1et 0.25<1<4	Ok
	35X35	Min(b,h)=35	Ok
		he/20=271/20=13.5	Ok
		b/h=35/35=1et 0.25<1<4	Ok
	40X40	Min(b,h)=40	Ok
		he/20=271/20=13.5	Ok
		b/h=40/40=1et 0.25<1<	Ok
	45X45	Min(b,h)=45	Ok
		Pour les étages 1 :	Ok
		he/20=271/20=13.5 Pour le RDC: he/20=339/20=16.95 b/h=45/45=1et 0.25<1<	Ok
	50X50	Min(b,h)=50	Ok
		he/20=271/20=13.5	Ok
		b/h=50/50=1et 0.25<1<4	Ok

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

### Vérification des poteaux au flambement :

Lorsque une pièce élancée (poteau) est soumise à un effort de compression ; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie); c'est le flambement.

Cette instabilité dépend de :

- La longueur de flambement.
- La section (caractéristiques géométriques).
- La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

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

$L_f$  : Longueur de flambement ( $0,7 L_0$ )

$L_0$  : Longueur libre de poteau.

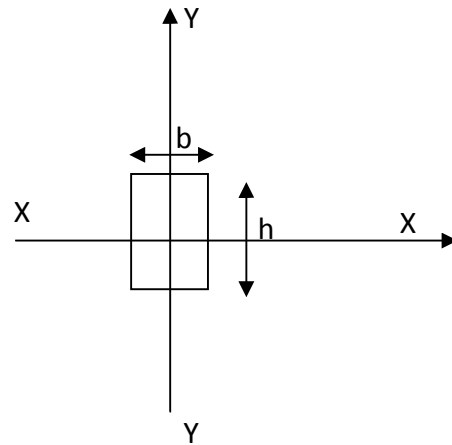
$i$  : Rayon de giration ( $\sqrt{I_{yy}/B}$ )

$I$  : Moment d'inertie ( $a^4 / 12$ )

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

$\lambda$  : Elancement du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$



Section des poteaux	$L_0$	$\lambda$	Vérification
30x30	1.45	11.69	Ok
35x35	2.71	18.73	ok
40x40	2.71	16.39	ok
45x45	3.39	18.23	ok
50x50	2.71	13.11	ok

⇒ Tous les poteaux sont vérifiés vis-à-vis de **RPA99/version 2003** et la condition de **flambement**.

### II-12 : Conclusion :

On a procédé au dimensionnement de la structure dont les principaux résultats sont les suivant :

- Dalle en corps creux :  $16+4=20\text{cm}$
- Dalle pleine : 15cm
- Poutres principal : 25x35
- Poutres secondaire : 20x30
- Voile de contreventement : ép.=20cm
- Poteaux niveau sous –sol: 50 x 50
- Poteaux niveau RDC et 1<sup>er</sup> étage : .45x45
- Poteaux niveau 2<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup> étage : 40x.40
- Poteaux niveau 4<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup> étage: 35x35
- Poteaux niveau: 6<sup>eme</sup> étage et toiture : 30x30

### III-1 : Introduction :

On va entamée une nouvelle étape c'est le calcul des éléments de notre ouvrage tels que : Les planchers, les escaliers, les balcons, la charpente, la poutre palière, la poutre de chaînage et l'acrotère.

### III-2 : Calcul des planchers :

Les planchers (16+4) sont constitués de corps creux et de la dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées qui sont disposées dans le sens de la petite portée, ces derniers possèdent des armatures en attente qui sont liées à celles de la dalle de compression.

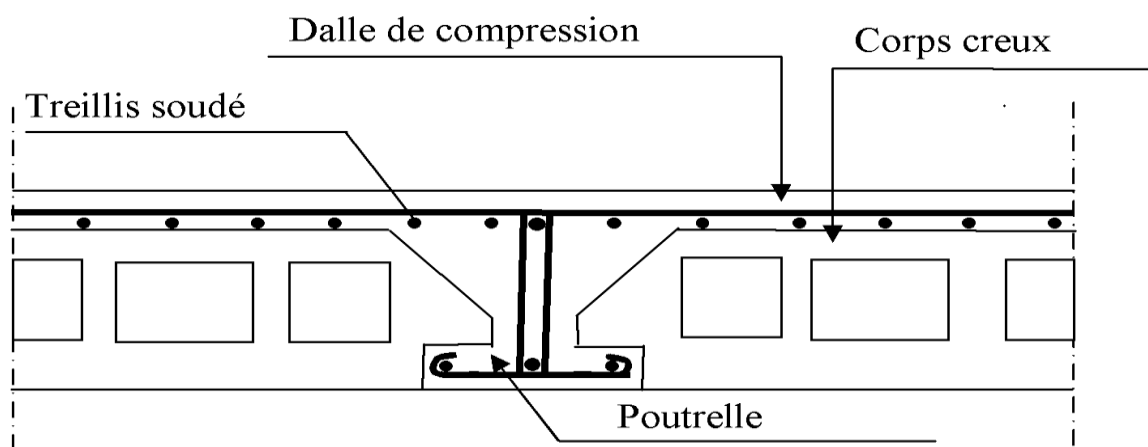


Figure III-2-1: Coupe de plancher

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

La dalle de compression est coulée sur place de 4 cm d'épaisseur, sera armée d'un treillis soudé de type TLE 520, avec une limite d'élasticité  $f_e = 520\text{MPa}$ . Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le BAEL 91.

- 20 cm (5pm) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 30 cm (3pm) pour les armatures barres parallèles aux poutrelles.

#### 1- Armatures perpendiculaires aux poutrelles ( $A_{\perp}$ ):

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

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

$$\text{D'où : } A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5\text{m}^2$$

Soit :  $A_{\perp} = 6\text{Ø}5 = 1.17\text{ cm}^2/\text{ml}$ , avec un espacement de 15 cm

### 2- Armatures parallèles aux poutrelles ( $A_s$ ) :

$$A_s = \frac{A_1}{2} = \frac{1.17}{2} = 0.6 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_s = 6\text{Ø}5 = 1.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , avec un espacement de 15 cm

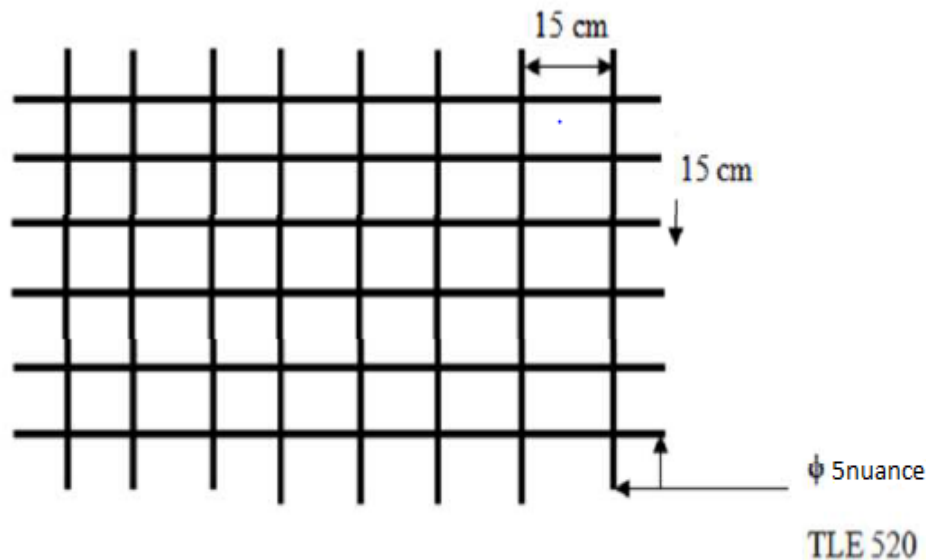


Figure III-2-2: Treillis soudées de 15 x15 cm.

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

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

#### 1-Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

- Critère de la petite portée :

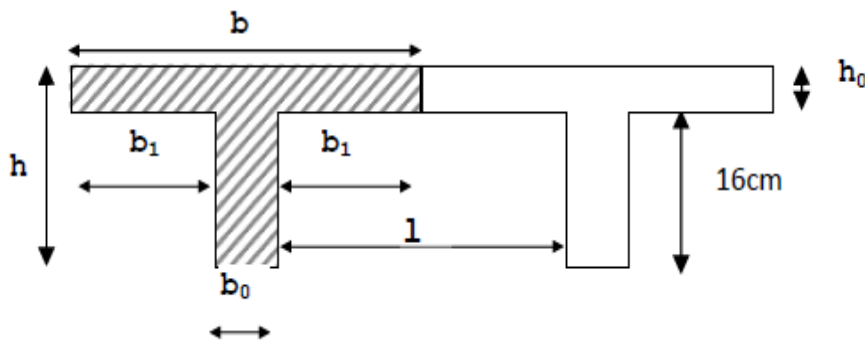
Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

- Critère de la continuité :

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

### 2- La largeur de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est armée d'un treillis soudé. La poutrelle est calculée comme une poutre en T, dont la largeur efficace de la table de compression est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :



**Figure III-2-3: Dimension de la poutrelle**

Avec :

$$b_1 \leq \frac{l-b_0}{2}$$

$$b_1 \leq \frac{l_1}{10}$$

$$b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2}$$

**Sachant que :**

**l**: distance entre axe des poutrelles.

**l<sub>1</sub>** : portée de la plus grande travée telle que **l<sub>1</sub>** = 3.20 m (la travée la plus sollicitée).

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

**b<sub>0</sub>**: largeur de la nervure (**b<sub>0</sub>**= 12 cm).

**h<sub>0</sub>**: épaisseur de la dalle de compression (**h<sub>0</sub>** = 4 cm).

**h**: hauteur totale du plancher.

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

Le calcul de la poutrelle se fait en deux étapes :

#### 1ère étape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales, elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier.

#### 1 : Charges et surcharges :

- Poids propre de la poutrelle :  $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN / ml}$
- Poids propre du corps creux (16 cm) :  $0.65 \times 0.95 \times 1.00 = 0.617 \text{ KN / ml}$ .
- Surcharge due à l'ouvrier = 1 KN/ml.

**Avec :**

- Charge permanente :  $G = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$ .
- Charge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$ .

**2 : Calcul à L'ELU :**

**2-1 : Combinaison des charges :**

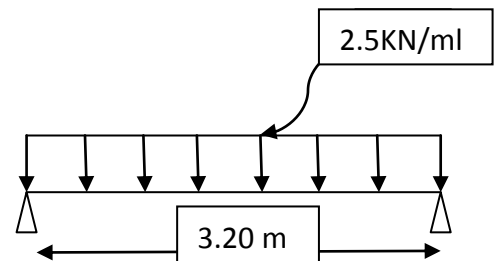
$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 (0.74) + 1.50 (1) = 2.5 \text{ KN/ml}$$

**2-2 : Calcul du moment en travée :**

$$L = 3.20 \text{ m}$$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.20^2}{8} = 3.2 \text{ KN.m}$$



**2-3 : Calcul de l'effort tranchant :**

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.20}{2} = 4 \text{ KN.m}$$

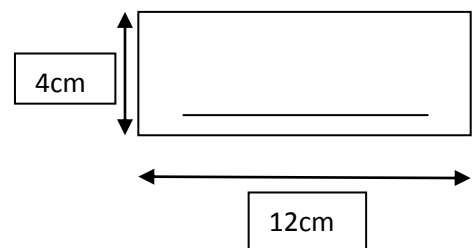
**3 : Calcul de la section d'armature :**

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

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

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

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{3.2 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 4.694 > 0.392 \rightarrow \text{Section doublement armée (SDA).}$$



➤ **Conclusion :**

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires qu'elles lui sont appliquées pour soulager la poutrelle des charges.

**2<sup>ème</sup> étapes : Après coulage de la dalle de compression :**

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastrée partiellement à ses extrémités. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

**1 : Charges et surcharges :**

- Poids propre du plancher :  $G = 5,54 \times 0.65 = 3.601 \text{ KN/m}$
- Poids propre du plancher dernier étage:  $G = 3 \times 0.65 = 1,95 \text{ KN / ml}$
- Surcharge d'exploitation : usage d'habitation :  $Q = 1,5 \times 0.65 = 0,98 \text{ KN / ml}$

$$\text{Usage de commerce : } Q = 5 \times 0.65 = 3,25 \text{ KN / ml}$$

## Chapitre III : Calculs des éléments

---

Etage de service :  $Q=2.5 \times 0.65=1.625$  KN/ml

Dernier étage :  $Q = 1 \times 0.65 = 0,65$  KN / ml

### 2 : Combinaison d'action :

#### 1<sup>er</sup> type : (usage d'habitation) :

**E.L.U:**  $q_u = 1.35 G + 1.5 Q.$

$$q_u=1.35 \times 3.601+1.5 \times 0.98=5.594 \text{KN/ml.}$$

**E.L.S :**  $q_s = G + Q$

$$q_s=3.601+0.98=4.576 \text{KN/ ml.}$$

#### 2<sup>eme</sup> type : (usage commercial) :

**E.L.U:**  $q_u = 1.35 G + 1.5 Q.$

$$q_u=1.35 \times 3.601+1.5 \times 3.25=9.736 \text{KN/ml.}$$

**E.L.S :**  $q_s = G + Q$

$$q_s=3.601+3.25=6.311 \text{KN/ ml.}$$

#### 3<sup>eme</sup> type (dernier étage) :

**E.L.U:**  $q_u = 1.35 G + 1.5 Q.$

$$q_u=1.35 \times 1.95+1.5 \times 0.65=3.60 \text{ KN/ml.}$$

**E.L.S :**  $q_s = G + Q$

$$q_s=1.95+0.65=2.6 \text{KN/ ml.}$$

#### 4<sup>eme</sup> type (étage de service) :

**E.L.U:**  $q_u = 1.35 G + 1.5 Q.$

$$q_u=1.35 \times 3.601+1.5 \times 1.625=7.298 \text{KN/ml.}$$

**E.L.S :**  $q_s = G + Q$

$$q_s=3.601+1.625=5.226 \text{ KN/ ml.}$$

### 3 : Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes.

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

(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

## 4-Méthode forfaitaire :

### Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

1°/La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à 2 fois la charge permanente ou  $5 \text{ KN/m}^2$ .

$Q=1.5 \leq \max(2G, 5\text{KN/ml})=7.202\text{KN/ml} \rightarrow$  La condition est vérifiée.

2°/Les moment d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées  $\rightarrow$  La condition est vérifiée.

3°/ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre **0.8** et **1.25** :

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

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.00}{3.20} = 0.937.$$

$$\frac{L_{i+1}}{L_{i+2}} = \frac{3.20}{2.80} = 1.142. \quad \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{L_{i+2}}{L_{i+3}} = \frac{2.80}{3.20} = 0.875.$$

$$\frac{L_{i+3}}{L_{i+4}} = \frac{3.20}{3.00} = 1.066.$$

4°/La fissuration est considérée comme **peu préjudiciable**.

### Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

## 5-Principe de la méthode:

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

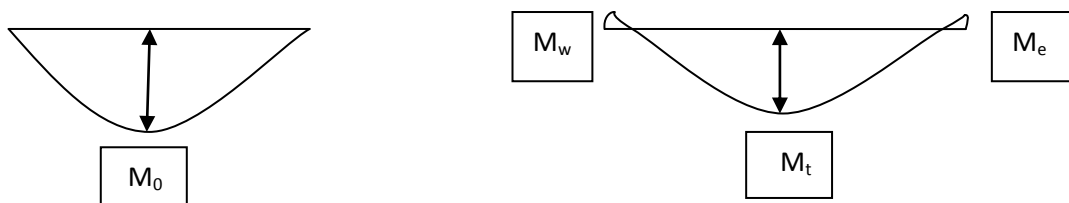


Figure III-2-4: Diagramme des moments (principe de la méthode).

### 6- Exposé de la méthode :

Les valeurs  $M_t$ ,  $M_w$  et  $M_e$  doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

-  $M_0$  : moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison.  
 $M_0 = q l_2 / 8$  ; dont « l » longueur entre nus d'appuis ; « q » charge uniformément répartie.

-  $M_w$  et  $M_e$  : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

-  $M_t$  : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

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

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ Dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ Dans une travée de rive}$$

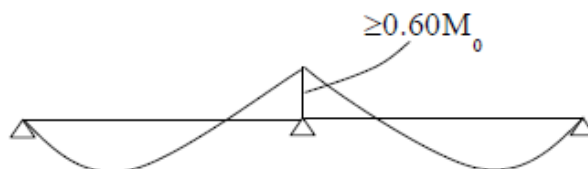
- le rapport ( $\alpha$ ) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées =  $\frac{Q}{Q+G}$ , varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

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

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

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

Dans notre cas on a une poutre reposant sur six (06) appuis et une autre reposant sur cinq (05) appuis et une autre sur trois appuis, on aura les diagrammes suivants :



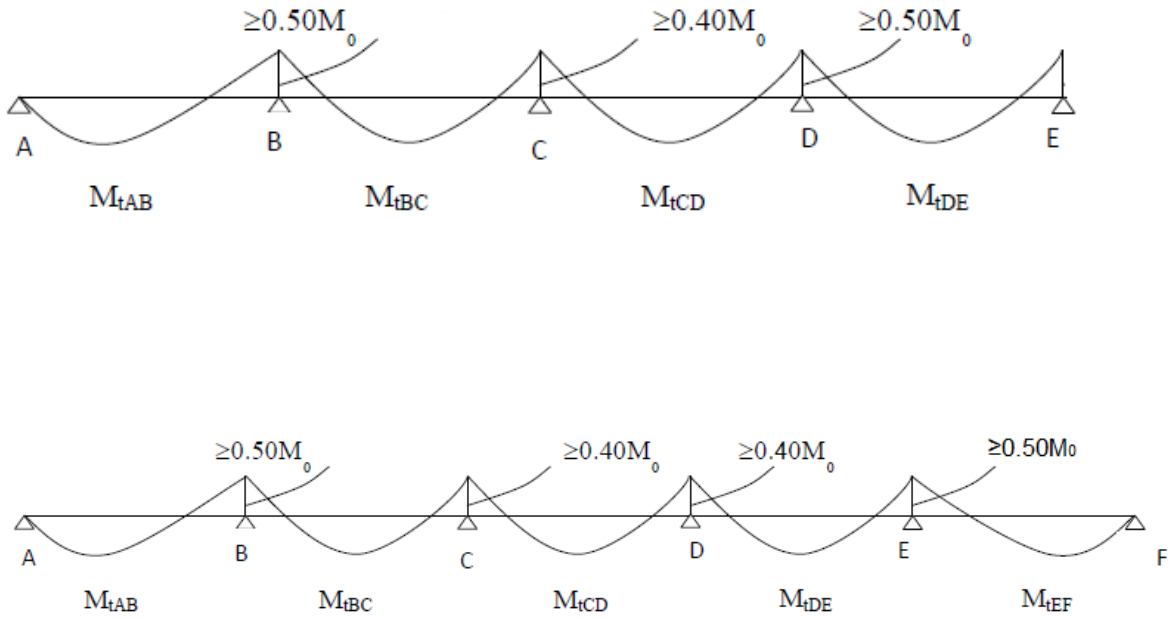


Figure III-2-5: Schéma statique de la méthode forfaitaire.

III.2.4 : Application : Plancher à usage de service

III.2.4.1 : 1<sup>er</sup> type :

Schéma statique de calcul :

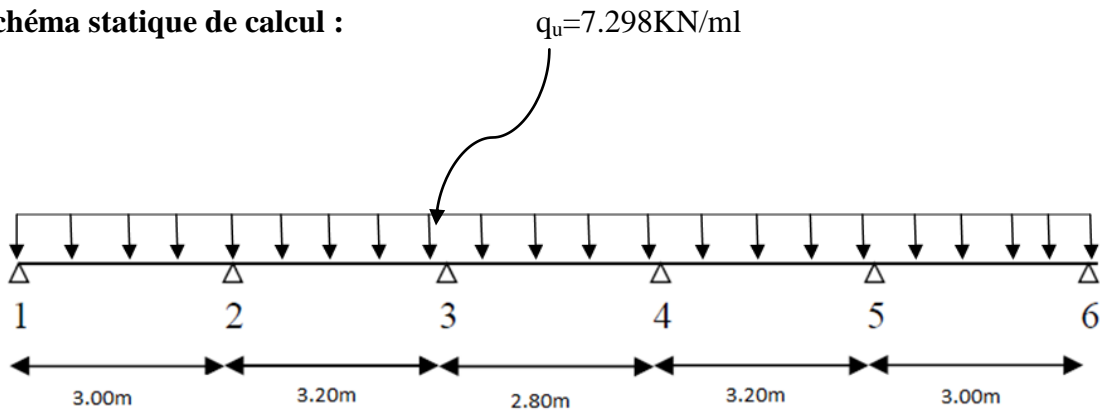


figure III-1-6 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur six appuis à L'ELU

➤ Calcul du rapport des charges  $\alpha$  :

$$\alpha = \frac{q}{q+g} = \frac{1.625}{1.625+3.601} = 0.31 \quad \text{donc: } \boxed{\alpha=0.31}$$

Avec :  $1+0.3\alpha = 1.093$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.546$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.646$$

➤ **Calcul des Moments isostatiques:**

$$M_{012} = M_{056} = qu.L^2_{1-2}/8 = 7.298 \times (3.00)^2/8 = 8.210 \text{KN.m}$$

$$M_{023} = M_{045} = qu.L^2_{2-3}/8 = 7.298 \times (3.20)^2/8 = 9.341 \text{KN.m}$$

$$M_{034} = qu.L^2_{3-4}/8 = 7.298 \times (2.80)^2/8 = 7.152 \text{KN.m}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant sur appuis :**

$$M_A = M_F = 0.3M_{012} = 2.463 \text{KN.m}$$

$$M_B = M_E = 0.5 \max (M_{01-2}, M_{02-3}) = 4.670 \text{KN.m}$$

$$M_C = M_D = 0.4 \max (M_{02-3}, M_{03-4}) = 3.736 \text{KN.m}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant en travées :**

• **Etude de la travée AB (de rive) :**

$$1^\circ / M_{tAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max [ (1+0.3\alpha) M_0, 1.05M_0 ]$$

$$\text{Avec: } (1+0.3\alpha) = 1.093 > 1.05$$

$$M_{tAB} \geq (1.093 \times 8.210) - \left( \frac{2.463 + 4.670}{2} \right) = 5.407 \text{KN.m}$$

$$2^\circ / M_{tAB} \geq \left( \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \right) M_0 = 0.646 \times 8.210 = 5.303 \text{KN.m}$$

$$\text{Donc : } M_{tAB} = M_{tEF} = 5.407 \text{KN.m}$$

• **Etude de la travée BC :**

$$1^\circ / M_{tBC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \max [ (1+0.3\alpha) M_0, 1.05M_0 ]$$

$$\text{Avec : } (1+0.3\alpha) = 1.093 > 1.05$$

$$M_{tBC} \geq (1.093 \times 9.341) - \left( \frac{4.670 + 3.736}{2} \right) = 4.203 \text{KN.m}$$

$$2^\circ / M_{tBC} \geq \left( \frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_0 = 0.546 \times 9.341 = 5.10 \text{KN.m}$$

$$\text{Donc : } M_{tBC} = M_{tDE} = 5.10 \text{KN.m}$$

• **Etude de la travée CD :**

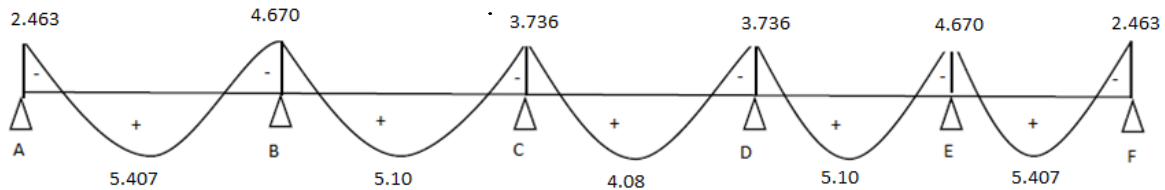
$$1^\circ / M_{tCD} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq \max [ (1+0.3\alpha) M_0, 1.05M_0 ]$$

$$\text{Avec : } (1+0.3\alpha) = 1.093 > 1.05$$

$$M_{tCD} \geq (1.093 \times 7.152) - \left(\frac{3.736+3.736}{2}\right) = 4.081 \text{KN.m}$$

$$2^\circ / M_{tCD} \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right) M_0 = 0.546 \times 7.152 = 3.904 \text{KN.m}$$

Donc:  $M_{tCD} = 4.081 \text{KN.m}$



**Figure III-2-7: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU**

### ➤ Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

#### • Travée AB :

$$T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{7.298 \times 3.00}{2} + \frac{(-4.670) - (-2.463)}{3.00} = 10.211 \text{KN.}$$

$$T_B = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\frac{7.298 \times 3.00}{2} + \frac{(-4.670) - (-2.463)}{3.00} = -11.682 \text{KN.}$$

#### • Travée BC :

$$T_B = \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{7.298 \times 3.20}{2} + \frac{(-3.736) - (-4.670)}{3.20} = 11.968 \text{KN.}$$

$$T_C = -\frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -\frac{7.298 \times 3.20}{2} + \frac{(-3.736) - (-4.670)}{3.20} = -11.384 \text{KN.}$$

#### • Travée CD :

$$T_C = \frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{7.298 \times 2.80}{2} + \frac{(-3.736) - (-3.736)}{2.80} = 10.217 \text{KN.}$$

$$T_D = -\frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -\frac{7.298 \times 2.80}{2} + \frac{(-3.736) - (-3.736)}{2.80} = -10.217 \text{KN.}$$

• **Travée DE :**

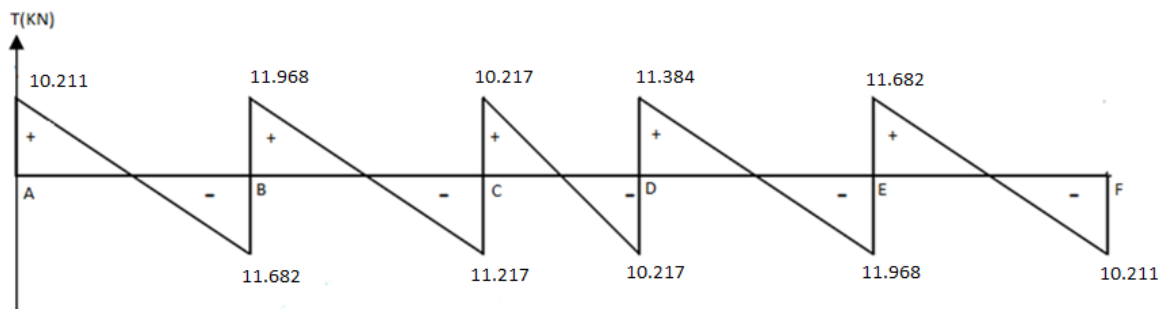
$$T_D = \frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = \frac{7.298 \times 3.20}{2} + \frac{(-4.670) - (-3.736)}{3.20} = 11.384 \text{ KN.}$$

$$T_E = \frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -\frac{7.298 \times 3.20}{2} + \frac{(-4.670) - (-3.736)}{3.20} = -11.968 \text{ KN.}$$

• **Travée EF :**

$$T_E = \frac{q_u \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = \frac{7.298 \times 3.00}{2} + \frac{(-2.463) - (-4.670)}{3.00} = 11.682 \text{ KN.}$$

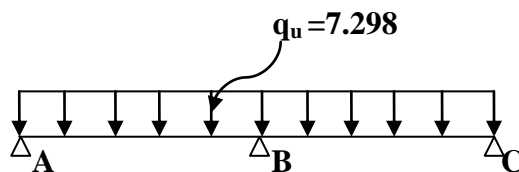
$$T_F = \frac{q_u \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = -\frac{7.298 \times 3.00}{2} + \frac{(-2.463) - (-4.670)}{3.00} = -10.211 \text{ KN.}$$



**Figure III-2-8: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.**

**III.2.4.2 : 2<sup>ème</sup> type :**

➤ **Schéma statique de calcul :**



➤ **Calcul des moments isostatique :**

$$M_{012} = q_u \cdot L_{1-2}^2 / 8 = 7.298 \times (3.00)^2 / 8 = 8.210 \text{ KN.m}$$

$$M_{023} = q_u \cdot L_{2-3}^2 / 8 = 7.298 \times (3.20)^2 / 8 = 9.341 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant sur appuis :**

$$M_A = 0.3 M_{012} = 2.463 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.6 \max(M_{01-2}, M_{02-3}) = 5.604 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.3M_{02-3} = 2.802 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant en travées :**

• **Etude de la travée AB (de rive) :**

$$1^\circ / M_{tAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max [ (1+0.3\alpha) M_0, 1.05M_0 ]$$

$$\text{Avec: } (1 + 0.3\alpha) = 1.093 > 1.05$$

$$M_{tAB} \geq (1.093 \times 8.210) - \left( \frac{2.463 + 5.604}{2} \right) = 4.940 \text{ KN.m}$$

$$2^\circ / M_{tAB} \geq \left( \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 = 0.646 \times 8.210 = 5.303 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } M_{tAB} = 5.303 \text{ KN.m}$$

• **Etude de la travée BC :**

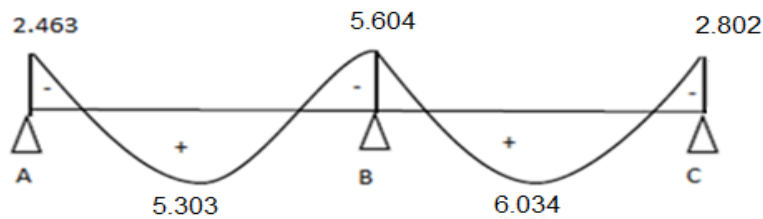
$$1^\circ / M_{tBC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \max [ (1+0.3\alpha) M_0, 1.05M_0 ]$$

$$\text{Avec : } (1 + 0.3\alpha) = 1.093 > 1.05$$

$$M_{tBC} \geq (1.093 \times 9.341) - \left( \frac{5.604 + 2.802}{2} \right) = 5.979 \text{ KN.m}$$

$$2^\circ / M_{tBC} \geq \left( \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 = 0.646 \times 9.341 = 6.034 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } M_{tBC} = 6.034 \text{ KN.m}$$



**Figure III-2-9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU**

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

• **Travée AB :**

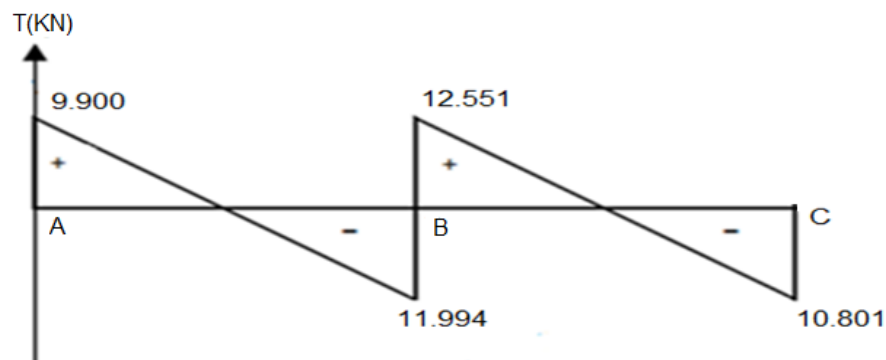
$$T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{7.298 \times 3.00}{2} + \frac{(-5.604) - (-2.463)}{3.00} = 9.900 \text{ KN.}$$

$$T_B = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\frac{7.298 \times 3.00}{2} + \frac{(-5.604) - (-2.463)}{3.00} = -11.994 \text{ KN.}$$

• **Travée BC :**

$$T_B = \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{7.298 \times 3.20}{2} + \frac{(-2.802) - (-5.604)}{3.20} = 12.551 \text{ KN.}$$

$$T_C = -\frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -\frac{7.298 \times 3.20}{2} + \frac{(-2.802) - (-5.604)}{3.20} = -10.801 \text{ KN.}$$



**Figure III-2-10: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.**

### III.2.4.3 : Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage à l'ELU sera calculé avec les moments max en travées et aux appuis :

$$M_t^{\max} = 6.034 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 5.604 \text{ KN.m}$$

#### 1-Armatures longitudinales :

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

h : Hauteur de la section ou épaisseur de la dalle

h<sub>0</sub> : Hauteur de la table de compression (4cm)

b : Largeur de la table de compression (65cm)

b<sub>0</sub> : Largeur de la poutrelle (12cm)

d : Hauteur utile (18cm)

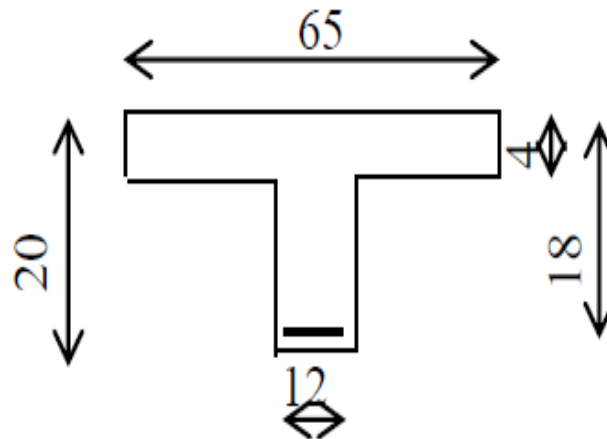


Figure III-2-11: schéma statique de la poutrelle en T

- En travées :

$$M_t^{\max} = 6.034 \text{ KN.m}$$

**Moment équilibré par la table de compression  $M_0$  :**

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu}$$

Avec :  $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$[M_0 = 59.072 \text{ KN.m} ; M_t^{\max} = 6.034 \text{ KN.m}]$$

$M_0 \gg M_t^{\max}$ : L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc ce dernier est considéré comme partiellement comprimée et le calcul se fera comme une section rectangulaire de dimension  $(b \times h)$ ,  $(65 \times 20)$  cm.

- Sections d'armatures :

Calcul de  $\mu$  :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \rightarrow \mu = \frac{6.034 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.020$$

$$\mu \ll \mu_l = 0.392$$

Donc la section est simplement armée.

$$\mu = 0.020 \rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\text{AN: } A_t = \frac{6.034 \times 10^3}{0.990 \times 18 \times 348} = 0.97 \text{ cm}^2.$$

On prend:  $A_t = 3HA8$ , soit:  $A_t = 1.51 \text{ cm}^2$ .

- **Aux appuis :**

$$M_a = 5.604 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} \rightarrow \mu = \frac{5.604 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.101$$

$$\mu = 0.101 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \beta = 0.946$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5.604 \times 10^3}{0.946 \times 18 \times 348} = 0.94 \text{ cm}^2.$$

On prend  $A_a = 2HA10$ , Soit  $A_a = 1.57 \text{ cm}^2$ .

### 2-Armatures transversales : (BAEL91, modifié 99, Art 7.2.2).

D'après l'article (A.7.2.12.BAEL91 modifiée 99), le diamètre minimal des armatures transversales d'une poutrelle est donnée par :

$$\phi_t \geq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{lmax} \right)$$

Avec :

$\phi_t$ : Diamètre des armatures transversales.

$b_0$ : Largeur de la poutrelle ( $b_0 = 12 \text{ cm}$ )

$h$ : Hauteur de la poutrelle ( $h = 20 \text{ cm}$ )

$\phi_{Lmax}$ : Le plus grand diamètre des aciers longitudinaux (12mm).

$$AN : \phi_t = \min \left( \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1.2 \right) = 0.57 \text{ cm}$$

Soit :  $A_{st} = 2HA8 = 1.00 \text{ cm}^2$

### III.2.4.4: Espacement des armatures (cadres) : (Art. A.5.1.22.BAEL91 modifiée 99)

$$St \leq \text{Min} \{0,9d, 40\text{cm}\}$$

$$St \leq \text{Min} \{16,2\text{cm}, 40\text{cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

On prend  $St = 15 \text{ cm}$ .

### III.2.5 : Vérification à l'ELU :

#### 1- Condition de non fragilité : (BAEL 91, A 4.2.1)

- **En travée :**

$$A_{min} \geq \frac{0.23 b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_t = 1.51 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_a = 1.57 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### 2-Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A. 5.1.211 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$V_u^{\max} = 12.551 \text{ kN}, \quad \tau_u = \frac{12.551 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.58 \text{ MPa}$$

- **Calcul de contrainte de cisaillement admissible :**

**La fissuration est peu préjudiciable**

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

$$\tau_u = 0.58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### 3-Vérification de la contrainte d'adhérence d'entraînement : (BAEL91, A.6.1,3)

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

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{\nu^{\max}}{0.9 d \sum U_i} = \frac{12.551 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 75.36} = 1.02 \text{ MPa}$$

avec:  $\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum U_i \text{ n.}\pi.\phi = 3.14 \times (3 \times 8) = 75.36$$

$$\tau_{se} = 1.02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

→ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

### 4-L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (Art. A5.1.313/BAEL91)

- **Sur le béton**

On doit vérifier que :  $V_u^{\max} \leq 0.4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :  $a = 0.9d$

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

$$V_u^{\max} = 12.551 \text{ KN} < \bar{V}_u = 129.6 \text{ KN}$$

- **Sur l'acier**

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

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left( 12.551 + \frac{5.604}{0.9 \times 18} \right) = 0.037 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### 5-Ancrage des barres (A6.1.22.1 BAEL91 modifié 99, CBA93):

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \cdot \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ [MPa]}$$

Avec :  $\Psi^2 = 1.5$  pour HA

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.40 \text{ cm}$$

Soit un crochet de  $0.4l_s = 0.4 \times 42.40 = 16.96 \text{ cm}$

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

## III.2.6 : Calcul à l'ELS :

### III.2.6.1 : 1<sup>er</sup> type :

Schéma statique de calcul :

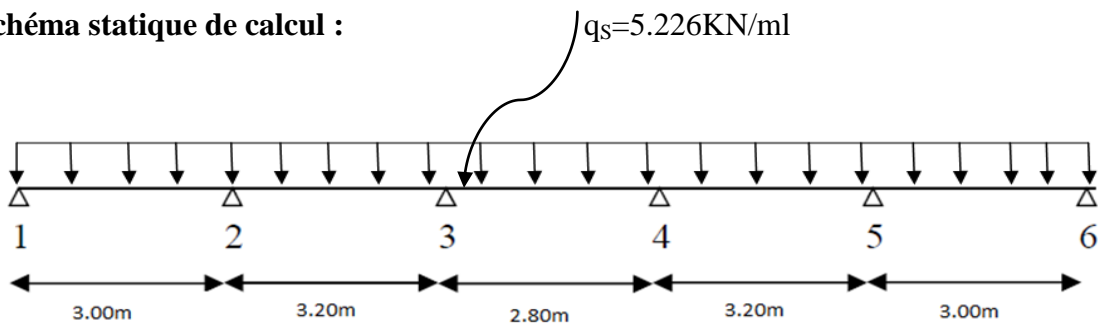


Figure III-2-12 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur six appuis à L'ELS

➤ **Calcul des Moments isostatiques:**

$$M_{012} = M_{056} = qu.L^2_{1-2}/8 = 5.226 \times (3.00)^2/8 = 5.879 \text{KN.m}$$

$$M_{023} = M_{045} = qu.L^2_{2-3}/8 = 5.226 \times (3.20)^2/8 = 6.689 \text{KN.m}$$

$$M_{034} = qu.L^2_{3-4}/8 = 5.226 \times (2.80)^2/8 = 5.121 \text{KN.m}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant sur appuis :**

$$M_A = M_F = 0.3 M_{012} = 1.763 \text{KN.m}$$

$$M_B = M_E = 0.5 \max (M_{01-2}, M_{02-3}) = 3.344 \text{KN.m}$$

$$M_C = M_D = 0.4 \max (M_{02-3}, M_{03-4}) = 2.675 \text{KN.m}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant en travées :**

• **Etude de la travée AB (de rive) :**

$$1^\circ / M_{t_{AB}} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max [ (1+0.3\alpha) M_0, 1.05M_0 ]$$

$$\text{Avec: } (1 + 0.3\alpha) = 1.093 > 1.05$$

$$M_{t_{AB}} \geq (1.093 \times 5.879) - \left( \frac{1.763 + 3.344}{2} \right) = 3.872 \text{KN.m}$$

$$2^\circ / M_{t_{AB}} \geq \left( \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 = 0.646 \times 5.479 = 3.797 \text{KN.m}$$

$$\text{Donc : } M_{t_{AB}} = M_{t_{EF}} = 3.872 \text{KN.m}$$

• **Etude de la travée BC :**

$$1^\circ / M_{t_{BC}} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \max [ (1+0.3\alpha) M_0, 1.05M_0 ]$$

$$\text{Avec : } (1+0.3\alpha) = 1.093 > 1.05$$

$$M_{t_{BC}} \geq (1.093 \times 6.689) - \left( \frac{3.344 + 2.675}{2} \right) = 4.301 \text{KN.m}$$

$$2^\circ / M_{t_{BC}} \geq \left( \frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_0 = 0.546 \times 6.689 = 3.652 \text{KN.m}$$

$$\text{Donc : } M_{t_{BC}} = M_{t_{DE}} = 4.301 \text{KN.m}$$

• **Etude de la travée CD :**

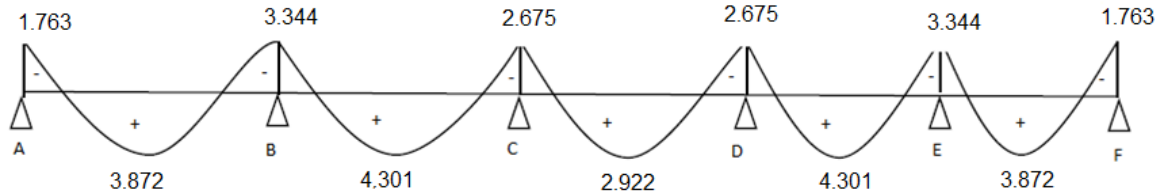
$$1^\circ / M_{t_{CD}} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq \max [ (1+0.3\alpha) M_0, 1.05M_0 ]$$

$$\text{Avec : } (1+0.3\alpha) = 1.093 > 1.05$$

$$M_{t_{CD}} \geq (1.093 \times 5.121) - \left( \frac{2.675 + 2.675}{2} \right) = 2.922 \text{KN.m}$$

$$2^\circ / M_{tCD} \geq \left( \frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_0 = 0.546 \times 5.121 = 2.796 \text{KN.m}$$

Donc:  $M_{tCD} = 2.922 \text{KN.m}$



**Figure III-2-13: Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELS**

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

• **Travée AB :**

$$T_A = \frac{q_s \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{5.226 \times 3.00}{2} + \frac{(-3.344) - (-1.763)}{3.00} = 7.312 \text{KN.}$$

$$T_B = -\frac{q_s \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\frac{5.226 \times 3.00}{2} + \frac{(-3.344) - (-1.763)}{3.00} = -8.366 \text{KN.}$$

• **Travée BC :**

$$T_B = \frac{q_s \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{5.226 \times 3.20}{2} + \frac{(-2.675) - (-3.344)}{3.20} = 8.570 \text{KN.}$$

$$T_C = -\frac{q_s \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -\frac{5.226 \times 3.20}{2} + \frac{(-2.675) - (-3.344)}{3.20} = -8.151 \text{KN.}$$

• **Travée CD :**

$$T_C = \frac{q_s \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{5.226 \times 2.80}{2} + \frac{(-2.675) - (-2.675)}{2.80} = 7.316 \text{KN.}$$

$$T_D = -\frac{q_s \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -\frac{5.226 \times 2.80}{2} + \frac{(-2.675) - (-2.675)}{2.80} = -7.316 \text{KN.}$$

• **Travée DE :**

$$T_D = \frac{q_s \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = \frac{5.226 \times 3.20}{2} + \frac{(-3.344) - (-2.675)}{3.20} = 8.151 \text{KN.}$$

$$T_E = -\frac{q_s \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -\frac{5.226 \times 3.20}{2} + \frac{(-3.344) - (-2.675)}{3.20} = -8.570 \text{KN.}$$

• **Travée EF :**

$$T_E = \frac{q_s \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = \frac{5.226 \times 3.00}{2} + \frac{(-1.763) - (-3.344)}{3.00} = 8.366 \text{ KN.}$$

$$T_F = \frac{q_s \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = -\frac{5.226 \times 3.00}{2} + \frac{(-1.763) - (-3.344)}{3.00} = -7.312 \text{ KN.}$$

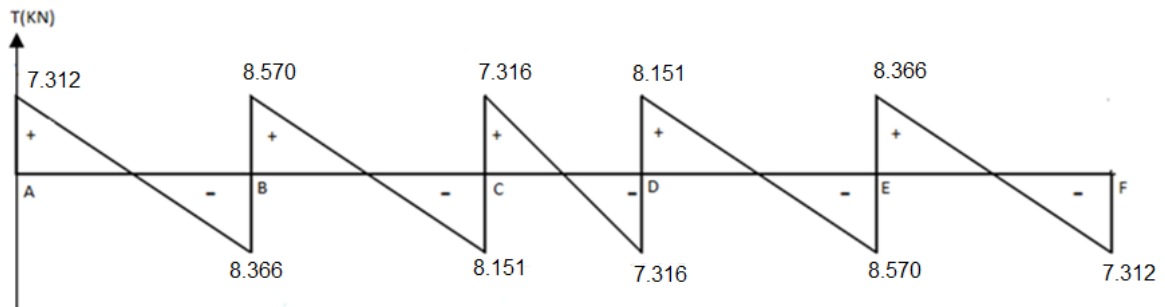
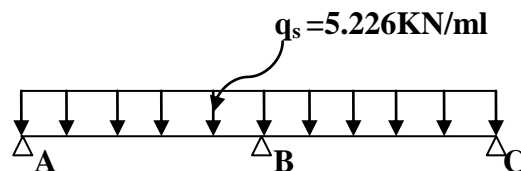


Figure III-2-16: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

### III2.6.2 : -2<sup>ème</sup> type :

➤ **Schéma statique de calcul :**



➤ **Calcul des moments isostatique :**

$$M_{012} = q_s \cdot L_{1-2}^2 / 8 = 5.226 \times (3.00)^2 / 8 = 5.879 \text{ KN.m}$$

$$M_{023} = q_s \cdot L_{2-3}^2 / 8 = 5.226 \times (3.20)^2 / 8 = 6.689 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant sur appuis :**

$$M_A = 0.3 M_{012} = 1.763 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.6 \max (M_{01-2}, M_{02-3}) = 4.013 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.3 M_{02-3} = 2.006 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant en travées :**

• **Etude de la travée AB (de rive) :**

$$1^{\circ}/M_{t_{AB}} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max [ (1+0.3\alpha) M_0, 1.05M_0 ]$$

Avec:  $(1 + 0,3\alpha) = 1,093 > 1,05$

$$M_{t_{AB}} \geq (1.093 \times 5.879) - \left( \frac{1.763 + 4.013}{2} \right) = 3.537 \text{KN.m}$$

$$2^{\circ}/M_{t_{AB}} \geq \left( \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 = 0.646 \times 5.879 = 3.793 \text{KN.m}$$

Donc :  $M_{t_{AB}} = 3.793 \text{KN.m}$

• **Etude de la travée BC :**

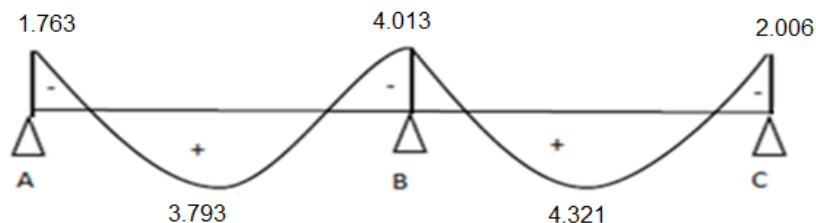
$$1^{\circ}/M_{t_{BC}} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \max [ (1+0.3\alpha) M_0, 1.05M_0 ]$$

Avec :  $(1+0.3\alpha) = 1.093 > 1.05$

$$M_{t_{BC}} \geq (1.093 \times 6.689) - \left( \frac{4.013 + 2.006}{2} \right) = 4.302 \text{KN.m}$$

$$2^{\circ}/M_{t_{BC}} \geq \left( \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 = 0.646 \times 6.689 = 4.321 \text{KN.m}$$

Donc :  $M_{t_{BC}} = 4.321 \text{KN.m}$



**Figure III-2-17: Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELS**

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

• **Travée AB :**

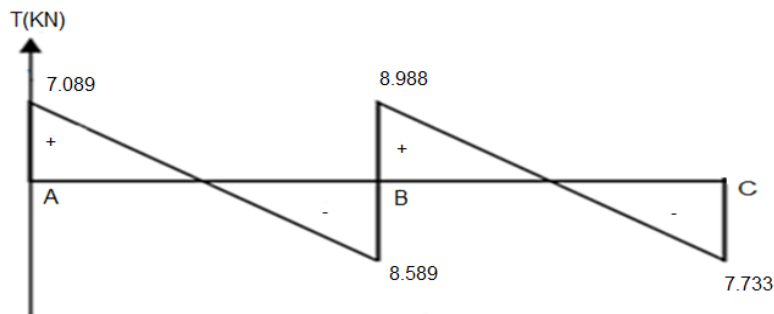
$$T_A = \frac{q_s \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{5.226 \times 3.00}{2} + \frac{(-4.013) - (-1.763)}{3.00} = 7.089 \text{KN.}$$

$$T_B = -\frac{q_s \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\frac{5.226 \times 3.00}{2} + \frac{(-4.013) - (-1.763)}{3.00} = -8.589 \text{KN.}$$

- **Travée BC :**

$$T_B = \frac{q_s \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{5.226 \times 3.20}{2} + \frac{(-2.006) - (-4.013)}{3.20} = 8.988 \text{KN.}$$

$$T_C = -\frac{q_s \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -\frac{5.226 \times 3.20}{2} + \frac{(-2.006) - (-4.013)}{3.20} = -7.733 \text{KN.}$$



**Figure III-2-18: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.**

### III.2.7 : Vérifications à L'ELS :

#### 1- Etat limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations étant peu préjudiciables,

→ Aucune vérification n'est à effectuer.

#### 2- Etat limite de résistance à la compression du béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)

➤ **En travée:**  $M_t^{\max} = 4.321 \text{KN.m}$

- **Contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \text{avec} : \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.51}{12 \times 18} = 0.70$$

$$\rho_1 = 0.70 \rightarrow \beta_1 = 0.878 \rightarrow K_1 = 25.98$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{4.321 \times 10^6}{0.878 \times 180 \times 151} = 181.06 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contraintes dans le béton :**

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec: } \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{181.06}{25.98} = 6.969 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.969 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

### ➤ Sur appuis

- **Contraintes dans les aciers :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.72$$

$$\rho_1 = 0.72 \rightarrow \beta_1 = 0.877 \rightarrow K_1 = 25.65$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4.013 \times 10^6}{0.877 \times 180 \times 157} = 161.91 < \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec: } \sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{161.91}{25.65} = 6.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.31 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

### 3-Etat limite de déformation: (Art.AB68.4.24/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{aligned} \checkmark \quad & \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \\ \checkmark \quad & \frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0} \\ \checkmark \quad & \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{aligned}$$

Avec :

h : hauteur de la section est égale à 20 cm.

L : portée libre est égale à 380 cm.

A : section des armatures.

M<sub>t</sub> : moment fléchissant max en travée.

$M_0$ : Moment max de la travée isostatique.

$b_0$ : largeur de la nervure.

d : hauteur utile de la section droite.

$$\checkmark \frac{h}{L} = \frac{20}{380} = 0.05 > \frac{1}{22.5} = 0.04 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \frac{h}{L} = 0.05 > \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{4.321}{15 \times 6.689} = 0.04 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{1.51}{12 \times 18} = 0.006 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.010 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### Conclusion :

Les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire. On adopte ferrailage calculé à l'ELU.

### III.2.8 : Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes alors les poutrelles seront ferrillées comme suit :

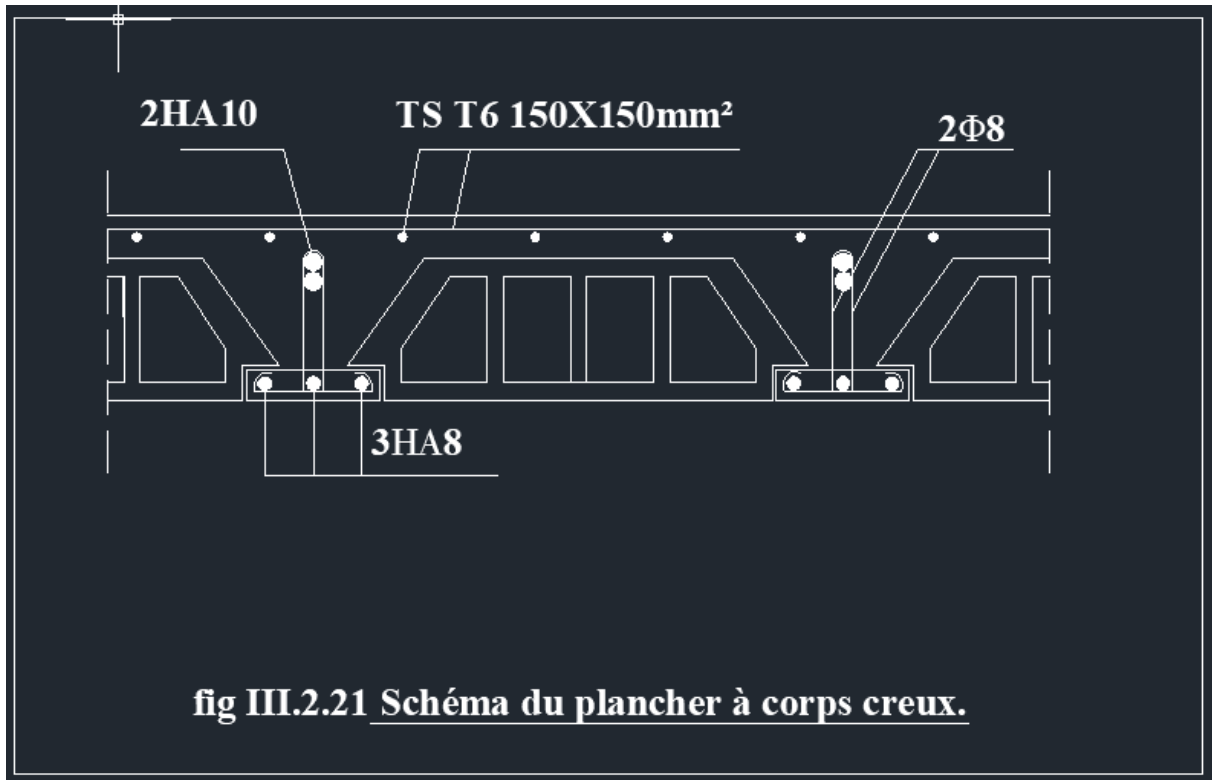
- Armatures longitudinales :

En travée : 3HA8

Sur appuis : 2HA10

- Armatures transversales :

2HA8=1.00 cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 15 cm.



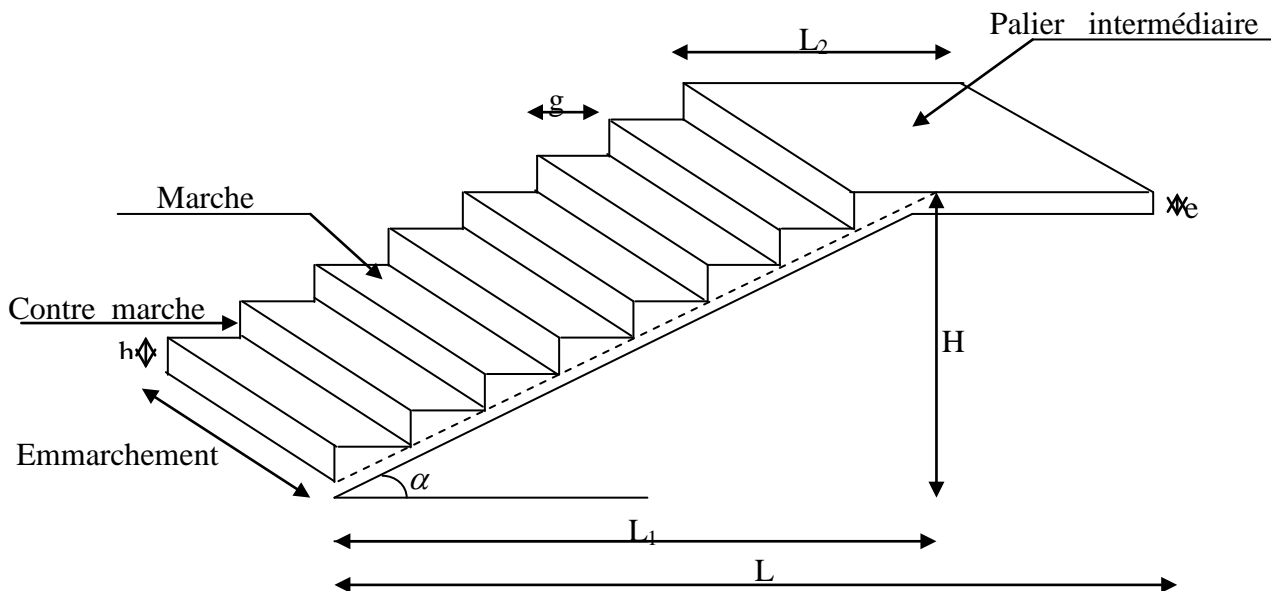
**Fig III.2.21 : Schéma du plancher à corps creux.**

### III.3) Escaliers :

#### III.3.1) Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, qui permettent de passer d'un niveau à un autre.

#### III.3.2) Terminologie :



#### ❖ 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 évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **La montée** : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plate forme constituant un 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, et en général, à 0.65 m de collet, si  $E \geq 1$  m.
- **La paillasse** : est une dalle inclinées béton armé incorporant les marches et contre marches.

## Remarque :

### III.3.3) Dimensions des escaliers :

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL qui est la suivante :  $0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$

La limite inférieure 0.59 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure 0.66 correspond, à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y a nécessité.

h : est le plus courant varie de 14 à 20 (17 en moyenne)

g : est le plus courant varie de 22 à 33 (26 en moyenne).

### III.3.4) Nombre de contre marches :

On opte pour une hauteur de marche  $h = 17 \text{ cm}$

-Étage courant  $n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$  contre marches.

### III.3.5) Nombre de marches :

-Étage courant :  $m = n - 1 = 18 - 1 = 17$  marches.

Notre escalier sera composé de 2 volées avec un palier intermédiaire, chaque volée comportera :

1 volée  $\longrightarrow$  8 marches

### III.3.6) Emmarchement :

$E = 1.2\text{m}$ .

### III.3.7) Étude de la volée d'étage courant :

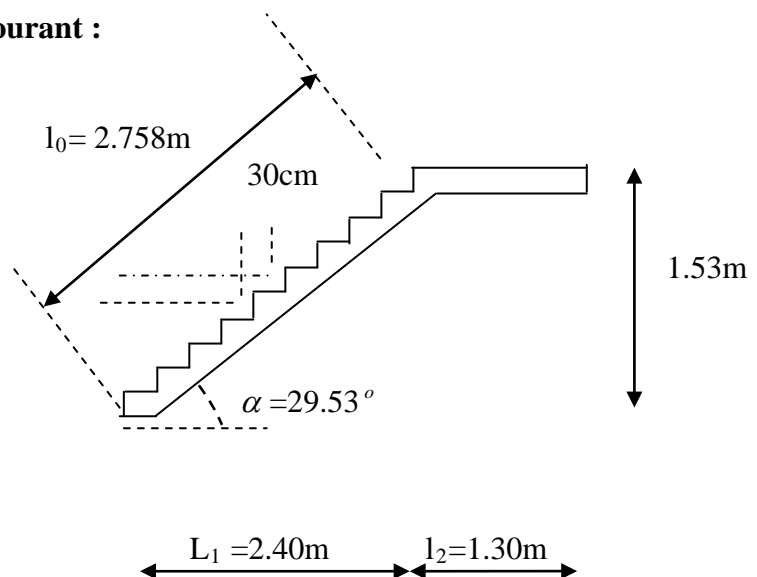


Fig III.3.1 : Coupe verticale de la volée d'étage courant.

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

Vérification de la relation de BLONDEL

$$59 \text{ cm} \leq G + 2h \leq 65 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq G + 2h = 30 + 2(17) = 64 \leq 65 \text{ cm}$$

⇒ La relation est vérifiée

La profondeur du palier de repos  $l_1 = 1.60\text{m}$

La longueur de la ligne de foulée :  $l_2 = g(n-1) = 2.40\text{m}$

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566 \rightarrow \alpha = 29.53^\circ$$

### III.3.7.1) Calcul de la longueur de la volée :

$$l_0 = \frac{l_m}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos 29.53^\circ} = 2.758\text{m}$$

### III.3.7.2) Épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{276}{30} \leq e_p \leq \frac{276}{20}$$

$$9.16 \text{ cm} \leq e_p \leq 13.8\text{cm}.$$

On prend une épaisseur  $e_p = 15\text{cm}$ .

### III.3.7.3) Détermination des charges de calcul :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m longueur considérant que l'escalier est horizontal et d'une longueur totale  $L = 2.40 + 1.30 = 3.70\text{m}$ .

On considère que l'escalier est semi encastré à ses deux extrémités (ses deux appuis).

#### a) Détermination des sollicitations de calcul :

##### ➤ Charges permanentes :

**Paillasse :**

- Poids propre de la paillasse :  $\frac{25 \times 0.15}{\cos(29.53)} = 4.309\text{KN/ml}$

- Poids de la marche :  $25 \times \frac{0.17}{2} \times 1\text{m} = 2.125\text{KN/ml}$

- Poids des revêtements (carrelage, mortier + lit du sable) :

## Chapitre III : Calculs des éléments

$$(0.02 \times 22 \times 1\text{m}) + (0.02 \times 22 \times 1\text{m}) + (0.02 \times 18 \times 1\text{m}) = 1.24\text{KN/ml}$$

- Poids du garde du corps :  $0.3 \times 1\text{m} = 0.3\text{KN/ml}$
- La charge totale de la paillasse :  $4.309 + 2.125 + 1.24 + 0.3 = 9.411\text{KN/ml}$

$$G_{\text{paillasse}} = 7.974\text{KN/ml}$$

### Palier :

- Poids propre du palier :  $25 \times 0.2 \times 1 = 5\text{ KN/ml}$
- Poids propre du revêtement :  $1.24\text{KN/ml}$
- La charge totale du palier :  $5 + 1.24 = 6.24\text{ KN/ml}$

$$G_{\text{palier}} = 6.24\text{ KN/ml}$$

### ➤ Surcharge d'exploitation :

Le DTR de charges et surcharges nous donne :

$$Q = 2.5 \times 1 = 2.5\text{ KN/ml}$$

### ➤ Combinaison des charges et surcharges :

#### 1) État limite ultime : ELU

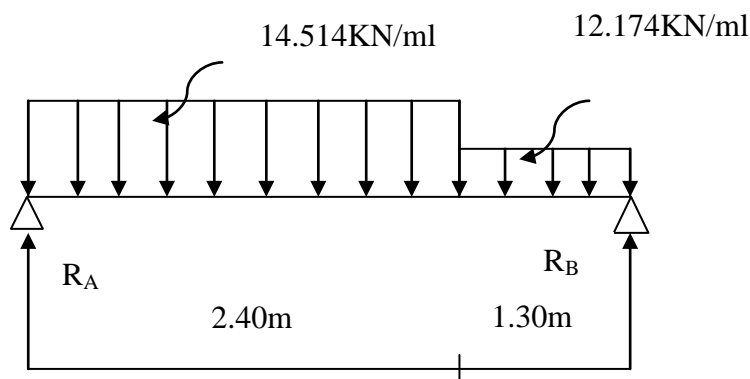
$$q_u \text{ paillasse} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 7.974 + 1.5 \times 2.5 = 14.514\text{ KN/ml}$$

$$q_u \text{ palier} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.24 + 1.5 \times 2.5 = 12.174\text{KN/ml}$$

#### 2) État limite de service : ELS

$$q_s \text{ paillasse} = G + Q = 7.974 + 2.5 = 10.474\text{KN/ml}$$

$$q_s \text{ palier} = G + Q = 6.24 + 2.5 = 8.74\text{KN/ml}$$



FigureIII-3-2: Schéma statique à L'ELU

#### b) Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 50.60\text{KN.}$$

$$R_A = 26.257\text{KN}$$

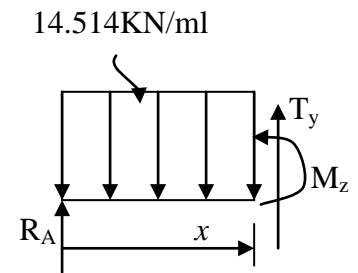
$$R_B = 24.343\text{KN.}$$

**c) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :**

➤ 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2.7\text{m}$  :

$$T_y = 14.514x - 26.257 \quad \begin{cases} T_y = -26.257\text{KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 13.235\text{KN} & \text{pour } x = 2.4\text{m} \end{cases}$$

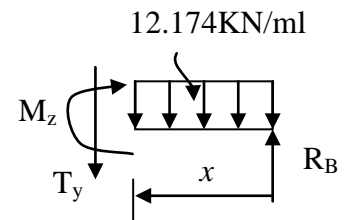
$$M_z = -14.514 \frac{x^2}{2} + 29.464x \quad \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 28.913\text{KN.m} & \text{pour } x = 2.4\text{m} \end{cases}$$



➤ 2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.3\text{m}$  :

$$T_y = -12.174x + 24.343 \quad \begin{cases} T_y = 24.343\text{KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 8.516\text{KN} & \text{pour } x = 1.30\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = -12.174 \frac{x^2}{2} + 24.343x \quad \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 21.358\text{KN.m} & \text{pour } x = 1.30\text{m} \end{cases}$$



$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -14.514x + 26.257 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.80\text{m}$$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur  $x = 1.80\text{m}$ .

Donc :

$$M_z^{max} = -14.514 \frac{(1.80)^2}{2} + 26.257(1.80) = 23.749\text{KN.m}$$

$$M_z^{max} = 23.749\text{KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis :  $M_{ua} = -0.3 M_z^{max} = -7.124\text{KN.m}$

- en travées :  $M_{ut} = 0.85 M_z^{max} = 20.186\text{KN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant :

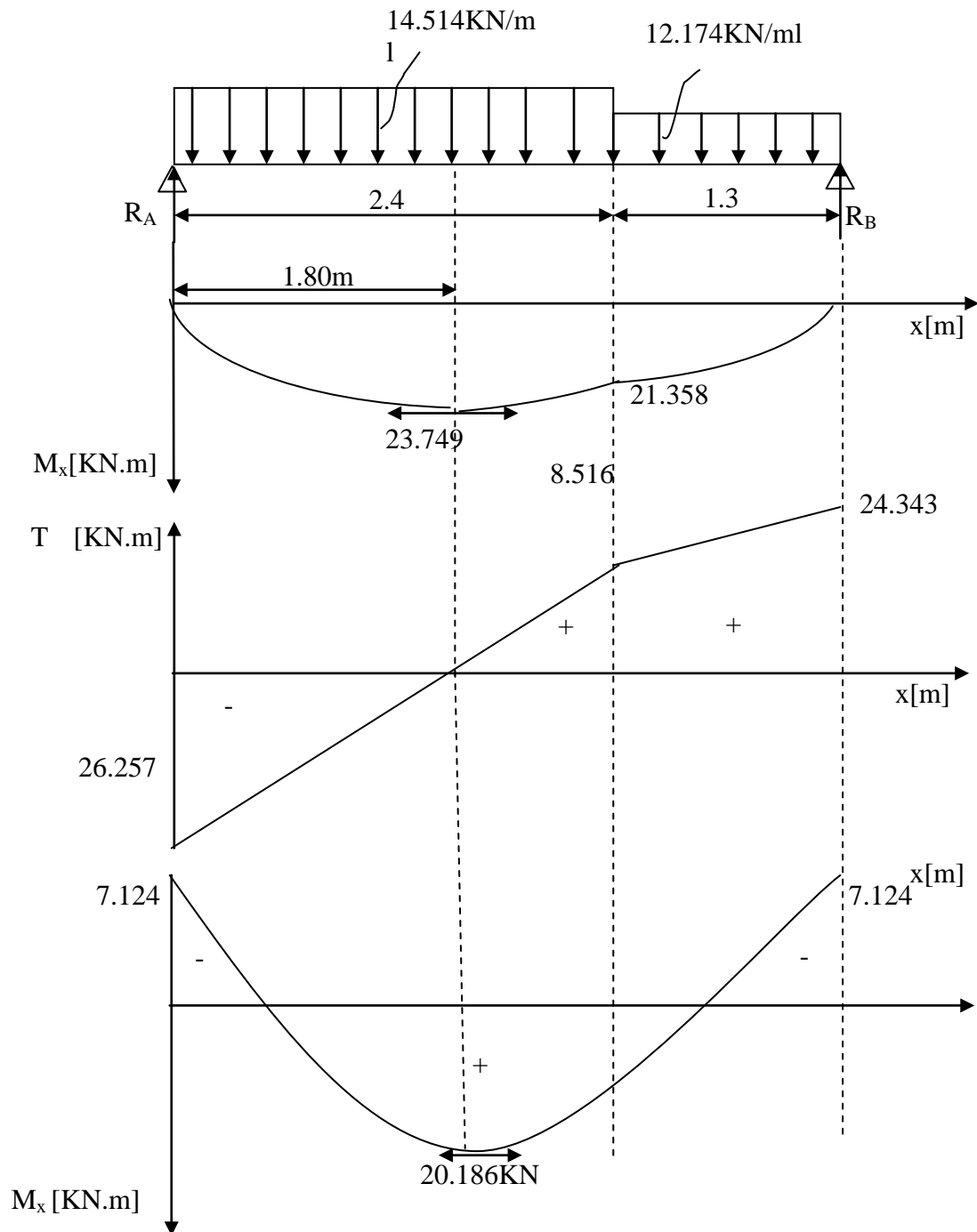


Fig.III.3.3 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS

### c) Calcul des armatures :

Le calcul se fera pour une bande de 1m en flexion simple.

#### ➤ Armatures principales :

##### - Aux appuis :

$$M_u = 7.124 \text{ KN.m}$$

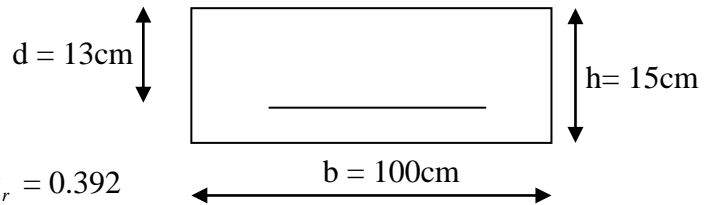
$$\mu_a = \frac{M_{u_a}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7124}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.029 < \mu_r = 0.392$$

⇒ S.S.A

$$\mu_a = 0.029 \Rightarrow \beta_u = 0.9855$$

$$A_a = \frac{M_{u_a}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{7124}{0.9855 \times 13 \times 348} = 1.597 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA10 ( $A_a = 3.93 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de  $S_t = 20 \text{ cm}$ .



##### - En travées :

$$M_t = 20.186 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{20186}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.084 < \mu_r = 0.392$$

⇒ S.S.A

$$\mu_a = 0.084 \Rightarrow \beta_u = 0.956$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{20186}{0.956 \times 13 \times 348} = 4.66 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA12/ml ( $A_t = 5.65 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de  $S_t = 20 \text{ cm}$

#### ➤ Armatures de répartition :

Pour des raisons de réalisation et de sécurité on doit calculer les armatures de répartition avec les armatures maximales pour les paliers et la paillasse

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.412 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5HA10 ( $A_{rt} = 3.93 \text{ cm}^2$ ), avec  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

### III.3.8) Vérification à l'ELU :

#### a-Condition de non fragilité (BEAL 91, Art. A.4.2.1):

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.569 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :  $A_a = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.569 \text{ cm}^2$

- En travées :  $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.569 \text{ cm}^2$

La condition est vérifiée

#### Espacement des barres :

##### ➤ Armatures principales :

- Aux appuis :  $e = 15 \text{ cm}$  }  $< \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$     **condition vérifiée.**  
- En travées :  $e = 15 \text{ cm}$

##### ➤ Armatures de répartition :

- Aux appuis :  $e = 15 \text{ cm}$  }  $< \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$     **condition vérifiée.**  
- En travées :  $e = 15 \text{ cm}$

#### b-Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 91, Art-5.1.2.1) :

$$T_{u \max} = 26.257 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{26257}{1000 \times 130} = 2.019 \text{ MPa}$$

Fissuration est peu préjudiciable:

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

$$\tau_u = 2.019 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

#### c-Justification des sections d'appuis (Art 5-1-3) :

$$A_s \geq \frac{T_{u \max}}{f_{su}} = \frac{26257}{348 \times 100} = 0.754 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.93 \text{ cm}^2 > 0.754 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### **d-Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3) :**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3.14 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{26257}{0.9 \times 130 \times 157} = 1.429 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.429 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

### **e-Ancrage des barres (A-6-1-23) :**

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Forfaitairement :  $L_s = 35\Phi = 35 \times 1 = 35 \text{ cm}$

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

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

Pour les armatures comportant des crochets, on prend :  $L_a = 0.4L_s$

Pour les HA10 :  $l_a = 0.4 \times 35 = 14 \text{ cm}$

Pour les HA12 :  $l_a = 35 \times 0.42 = 16.8 \text{ cm}$

Finalement : la longueur  **$L_a = 17 \text{ cm}$**

### **III.3.9.) Calcul à l'état limite de service : ELS**

$$q_s \text{ paillasse} = 10.474 \text{ KN/ml}$$

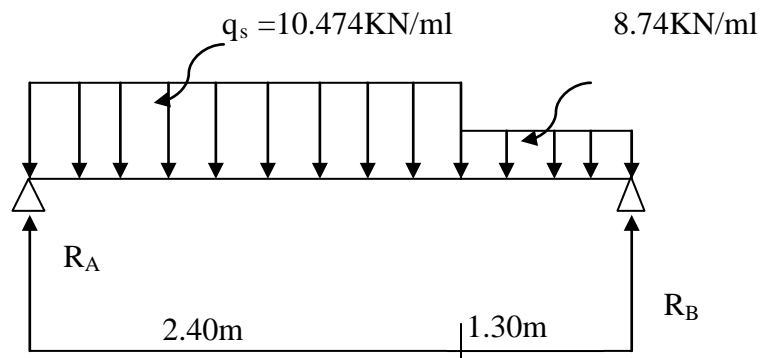
$$q_s \text{ palier} = 8.74 \text{ KN/ml}$$

**a-Calcul des réactions aux appuis :**

$$R_A + R_B = 36.499 \text{ KN}$$

$$R_A = 18.980 \text{ KN}$$

$$R_B = 17.518 \text{ KN}$$



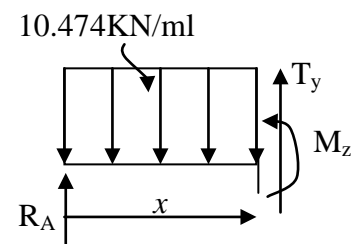
**Fig.III.3.3: Schéma statique à l'ELS**

**b- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :**

➤ 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$  :

$$T_y = 10.474x - 18.980 \quad \left\{ \begin{array}{l} T_y = -18.980 \text{ kN} \text{ pour } x = 0 \\ T_y = 6.157 \text{ kN} \text{ pour } x = 2.4 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$M_z = -10.474 \frac{x^2}{2} + 18.980x \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_z = 0 \text{ pour } x = 0 \\ M_z = 15.386 \text{ kN.m} \text{ pour } x = 2.4 \text{ m} \end{array} \right.$$



➤ 2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \text{ m} \leq x \leq 1.3 \text{ m}$  :

$$T_y = -8.74x + 17.518 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_y = 17.518 \text{ kN} \text{ pour } x = 0 \\ T_y = 6.156 \text{ kN} \text{ pour } x = 1.3 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$M_z = -8.74 \frac{x^2}{2} + 17.518x \quad \left\{ \begin{array}{l} M_z = 0 \text{ pour } x = 0 \\ M_z = 15.388 \text{ kN.m} \text{ pour } x = 1.3 \text{ m} \end{array} \right.$$



Point de moment Maximal :

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -10.474x + 18.980 = 0 \Rightarrow x = 1.812 \text{ m}$$

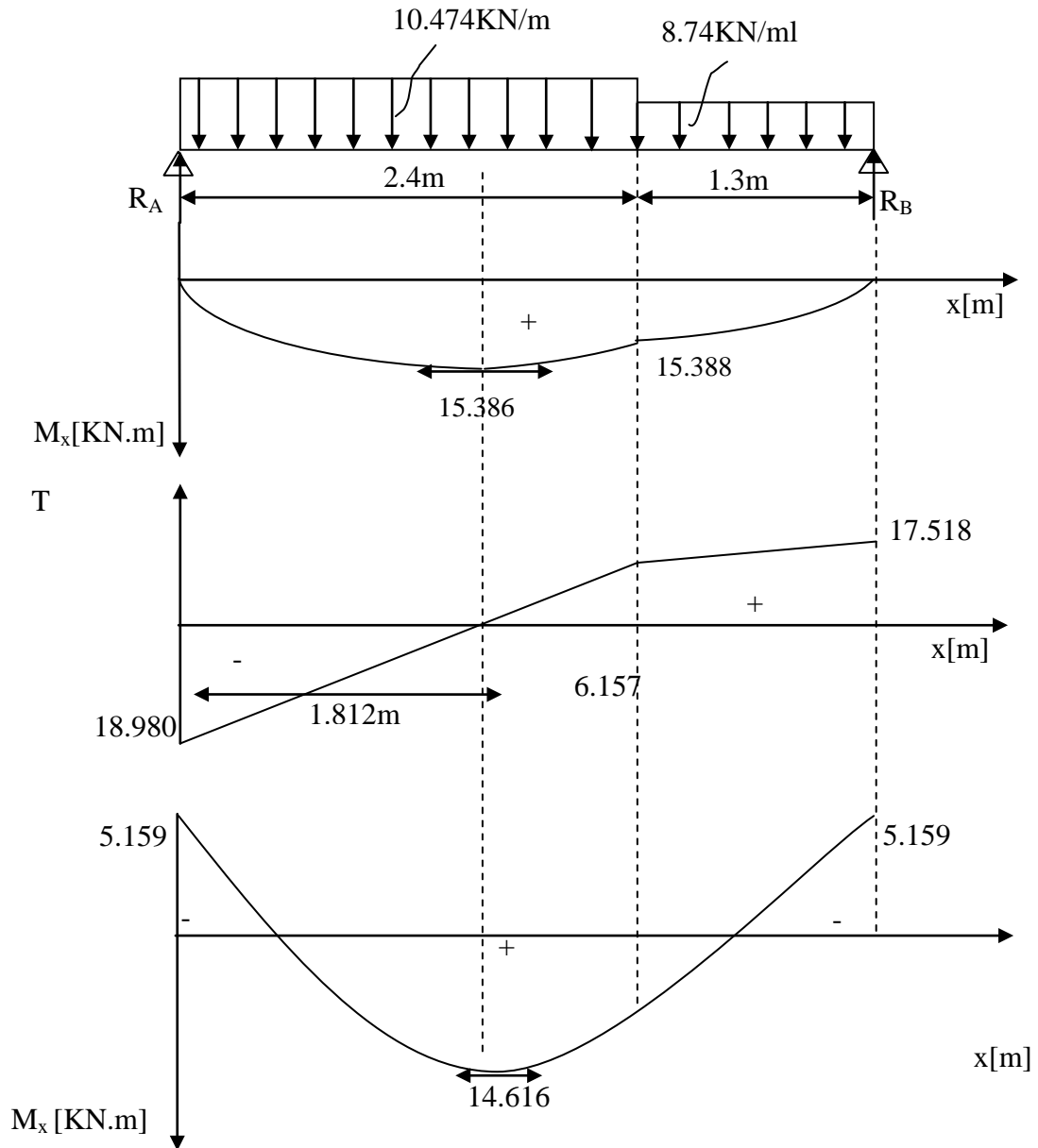
Le moment est max pour la valeur : 1.812 m

D'où :

$$M_z^{\max} = -10.474 \times \frac{1.812^2}{2} + 18.980 \times 1.812 \Rightarrow M_z^{\max} = 17.196 \text{ kN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on aura :

- Aux appuis :  $M_s^a = -0.3M_s^{\max} = -5.159\text{KN.m}$
- En travées :  $M_s^t = 0.85M_s^{\max} = 14.616\text{KN.m}$



**Fig.III.3 .4 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS**

**III .2.10) Vérification à l'ELS :**

➤ **Ferraillage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m d'embranchement.

**a-Armatures longitudinales :**

• **Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{5159}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.021$$

$$\mu_a = 0.021 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.021 \longrightarrow \beta_1 = 0.989$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5159}{0.989 \times 13 \times 348} = 1.153 \text{cm}^2$$

$$A_{sa} < 3.93 \text{cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

• **En travée :**

$$\mu_{1t} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{14616}{100 \cdot 13^2 \cdot 14.2} = 0.060$$

$$\mu_{1t} = 0.060 < 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{1t} = 0.060 \longrightarrow \beta = 0.969$$

$$A_{st} = \frac{14616}{0.969 \times 13 \times 348} = 3.334 \text{cm}^2$$

$$A_{st} < 5.65 \text{cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

**b-Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

$$M_t = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 17.196 = 14.616 \text{KN.m}$$

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

• **En travées :  $A_{st} = 5.65 \text{cm}^2$**

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 5.65}{100 \times 13} = 0.434$$

$$\rho_1 = 0.434 \Rightarrow \beta_1 = 0.8985, \alpha_1 = 0.304 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.304}{15(1 - 0.304)} = 0.029$$

$$\alpha_1 = 0.304 \Rightarrow K = 0.029$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{14.616 \times 10^6}{565 \times 0.8985 \times 130} = 221.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.029 \times 221.47 = 6.422 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.422 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**  $A_a = 3.93 \text{ cm}^2$

$$M_a = 0,3 M_z^{\max} = 5.158 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 13} = 0.302$$

$$\rho_1 = 0.302 \Rightarrow \beta_1 = 0.913 \text{ et } \alpha_1 = 0.261 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.261}{15(1 - 0.261)} = 0.023$$

$$\alpha_1 = 0.261 \Rightarrow K = 0.023$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{5158 \times 10^3}{393 \times 0.913 \times 130} = 110.580 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0,023 \times 110.580 = 2.543 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.543 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

### c-Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{3.70} = 0.040 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.15}{3.70} = 0.040 < \frac{14.616}{10 \times 17.196} = 0.084 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

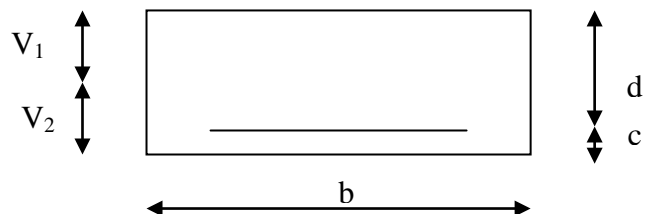
$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.00434 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche :

$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3700}{500} = 7.4 \text{ mm}$$

Avec :  $f_i$  : flèche due aux charges instantanées,

$E$  : Module de la déformation instantanée.



$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} \quad \text{ou} \quad E_i = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86\text{MPa}$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - c)^2 \quad V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d$$

$$B_0 : \text{Aire de la section homogénéisée ; } B_0 = b \times h + 15A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d}{b.h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 13}{100 \times 15 + 15 \times 5.65} = 10.049 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 10.049 = 4.951 \text{ cm}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{100}{3}(10.049^3 + 4.951^3) + 15 \times 5.65(4.951 - 2)^2$$

$$I_0 = 38609.13 \text{ cm}^4$$

En remplaçant tous les coefficients trouvés précédemment ; on aura une valeur de la flèche :

$$f = \frac{14.616 \times 10^6 \times 3700^2}{10 \times 10818.86 \times 38609.13 \times 10^4} = 4.79 \text{ mm.}$$

Donc  $f < \bar{f} = 7.4 \text{ mm}$ ..... condition vérifiée.

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :** BAEL 91, Art A.5.34

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

**Remarque :** On adopte le même ferrailage pour les différents niveaux.

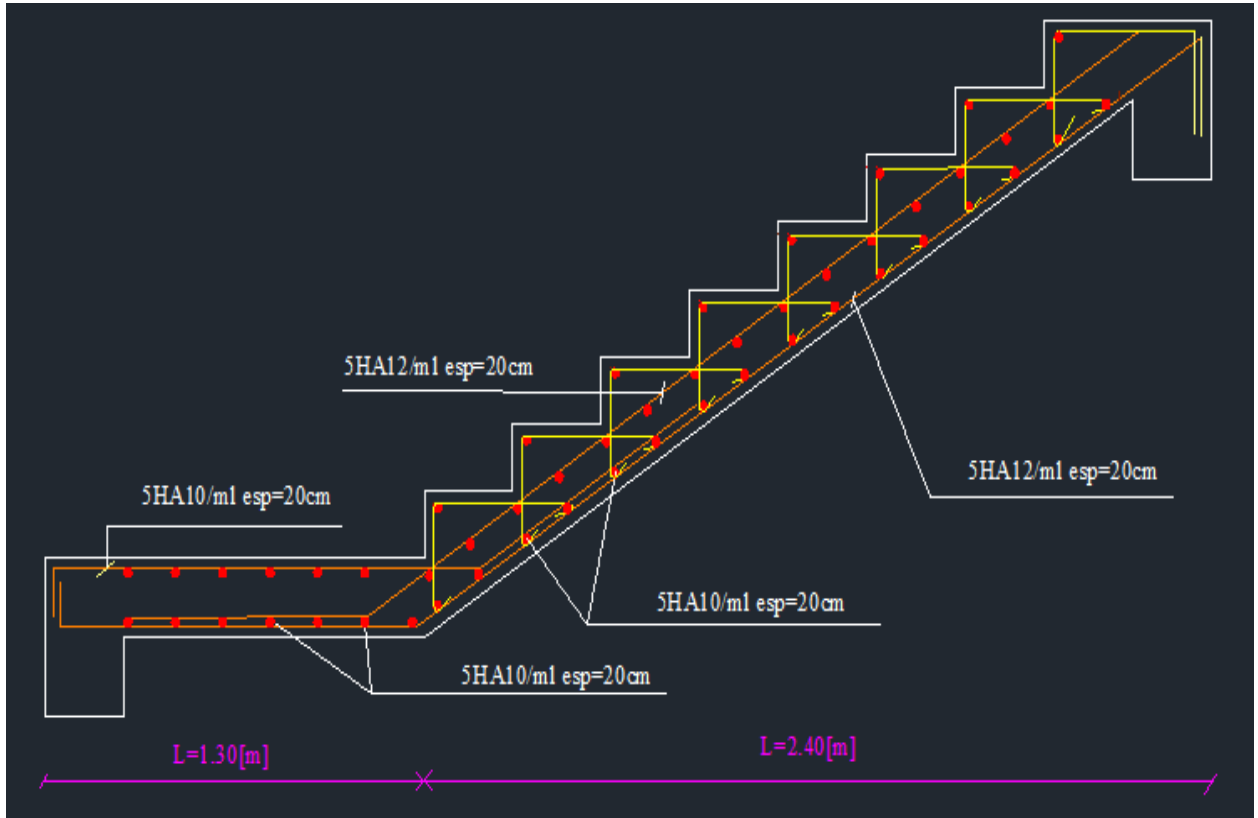
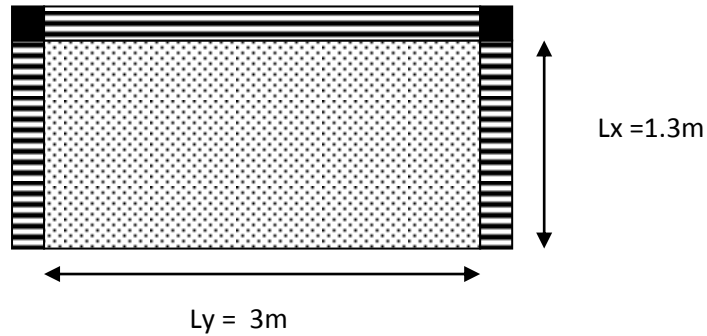


Fig.III.3.5 : Ferrailage des escaliers.

**III-4- CALCUL DES BALCONS :****III-4-1 : Dalle sur trois appuis :**

Les balcons à calculer sont en dalle pleine **sur trois appuis** faisant suite à la dalle du plancher. Leur épaisseur est déjà calculée au chapitre précédent.  $ep=15\text{cm}$

➤ **1<sup>er</sup> type :**

$$L_y = 3\text{m}$$

$$L_x = 1.3\text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.3}{3} = 0.43$$

$0.4 < \rho < 1 \rightarrow$  le panneau travaille dans les deux sens

**III-4-2 Détermination des Charges et surcharges du balcon:****III-4-2-1 Les charges permanentes :**

- La dalle :

**Tableau III-17 : Les charges permanentes revenant au balcon.**

Eléments	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1. Revêtement en carrelage	20	0.02	0.40
2. Mortier de pose	18	0.03	0.54
3. Couche de sable	22	0.03	0.66
4. Dalle pleine en béton armé	25	0.15	3.75
5. Mortier de ciment	10	0.02	0.2
			<b>G<sub>1</sub> = 5.55</b>

**III-4-2-2 Surcharge d'exploitation :**

Surcharge d'exploitation de la dalle : **donnée par le DTR : Q= 3.5 KN/ml**

**III-4-2-3 Combinaisons de charge :**

$$q_u = (1.35G_1 + 1.5Q) \times 1\text{m} = [(1.35 \times 5.55) + (1.5 \times 3.5)] \times 1 = 12.74 \text{KN/ml}$$

$$q_s = (G_1 + Q) \times 1\text{m} = [5.55 + 3.5] \times 1 = 9.05 \text{KN/ml}$$

**III-4-3 Calcul a l'ELU :****III-4-3-1 Méthode de calcul :**

On utilise la théorie des linges de ruptures, et on détermine les moments isostatiques sollicitant la pièce comme suite : deux cas peuvent se présenter

$$1^{\text{er}} \text{ cas : } \begin{cases} \text{Si } l_x \geq \frac{L_y}{2} \longrightarrow M_0^x = \frac{q L_y^3}{24} \\ M_0^y = \frac{q L_y^2}{8} \left( L_x - \frac{L_y}{2} \right) + \frac{q L_y^3}{48} \end{cases}$$

$$2^{\text{eme}} \text{ cas : } \begin{cases} \text{Si } l_x < \frac{L_y}{2} \longrightarrow M_0^x = \frac{q L_x^2}{2} L_y - \frac{2q L_x^3}{3} \\ M_0^y = \frac{q L_x^2}{6} \end{cases}$$

Dans notre cas on a :

$$l_x = 1.3 < \frac{L_y}{2} = \frac{3}{2} = 1.5, \text{ donc on est dans le } 2^{\text{eme}} \text{ cas}$$

$$M_x = 12.74 \frac{1.3^2}{2} \times 3 - \frac{12.74(1.3)^3}{3} = 22.96 \text{ KN.m}$$

$$M^y = \frac{12.74 (1.3)^2}{6} = 3.58 \text{ KN.m}$$

$$\text{Le moment en travée : } M_t^x = 0.85 M_0^x \longrightarrow M_t^x = 19.516 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_0^y \longrightarrow M_t^y = 3.043 \text{ KN.m}$$

$$\text{Le moment en appuis : } M_a^x = 0.3 M_0^x \longrightarrow M_a^x = 6.888 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = 0.3 M_0^y \longrightarrow M_a^y = 1.074 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \max} = 6.888 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } V_x = p_u \frac{L_x}{2} \left( \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4} \right) \longrightarrow 7.99 \text{ KN}$$

$$V_y = p_u \frac{L_y}{2} \left( \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} \right) \longrightarrow 0.65 \text{ KN}$$

$$V_{\max} = 7.99 \text{ KN}$$

### III-4-3-1 Ferrailage :

Les dalles sont ferrillées à la flexion simple comme des sections rectangulaire d'aire ( $b \times h = 1 \times e$ ), le ferrailage longitudinale obtenue sera en  $\text{cm}^2/\text{m}$

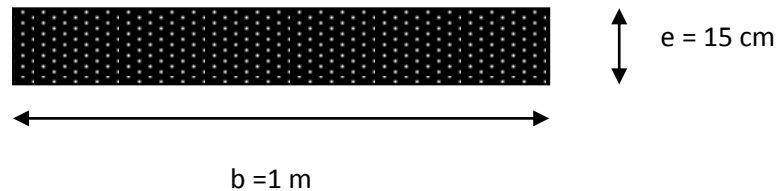


Figure III.4.1 : Section de la dalle pleine

#### Selon $L_x$ :

- **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{19.516 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.081 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$0.081 < 0.186 \Rightarrow$  le diagramme passe par le pivot A

$$\alpha = 1.25 [1 - (1 - 2 \mu_{bu})^{1/2}] = 1.25 [1 - (1 - 2 \times 0.081)^{1/2}] = 0.105$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 13(1 - 0.4 \times 0.105) = 12.454$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{z \times f_{st}} = \frac{19.516 \times 10^3}{12.454 \times 348} = 4.5 \text{ cm}^2 \text{ on adopte pour 4HA12} = 4.52 \text{ cm}^2$$

- **En appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{a \max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6.888 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.028 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 [1 - (1 - 2 \mu_{bu})^{1/2}] = 1.25 [1 - (1 - 2 \times 0.028)^{1/2}] = 0.035$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 13(1 - 0.4 \times 0.035) = 12.818$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{z \times f_{st}} = \frac{6.888 \times 10^3}{12.818 \times 348} = 1.54 \text{ cm}^2 \text{ on adopte pour 4HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

**Selon  $L_v$  :**

- **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3.043 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.012 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$0.012 < 0.186 \Rightarrow$  le diagramme passe par le pivot A

$$\alpha = 1.25 [ 1 - (1 - 2 \mu_{bu})^{1/2} ] = 1.25 [ 1 - (1 - 2 \times 0.012)^{1/2} ] = 0.015$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 13(1 - 0.4 \times 0.015) = 12.922$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{z \times f_{st}} = \frac{3.043 \times 10^3}{12.922 \times 348} = 0.67 \text{ cm}^2 \text{ on adopte pour 3HA8} = 1.51 \text{ cm}^2$$

- **En appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{a \max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6.888 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.028 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 [ 1 - (1 - 2 \mu_{bu})^{1/2} ] = 1.25 [ 1 - (1 - 2 \times 0.028)^{1/2} ] = 0.035$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 13(1 - 0.4 \times 0.035) = 12.818$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{z \times f_{st}} = \frac{6.888 \times 10^3}{12.818 \times 348} = 1.54 \text{ cm}^2 \text{ on adopte pour 4HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

**III-4-4 : Vérification à l'ELU:****Sens xx :**

$$A_{\min} = \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \Rightarrow 0.0008 \cdot \frac{(3-0.43)}{2} \cdot 100 \cdot 15 = 1.54 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.54 \text{ cm}^2 < A_{\text{apt}} = 4.52 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

**Sens yy:**

$$A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \Rightarrow 0.0008 \cdot 100 \cdot 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 < A_{\text{apt}} = 1.51 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

- **En appuis :**

$$A_{a_{\text{opt}}} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.54 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

**L'effort****tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{7.99 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.061 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

**Vérification des diamètres des barres :**

$$\Phi \leq e / 10 = 150 / 10 = 15 \text{ mm} \text{ condition vérifiée}$$

**III-4-5 : Vérification à l'ELS :**

$$M_{xser} = 9.05 \frac{1.3^2}{2} \times 3 - \frac{9.05(1.3)^3}{3} = 16.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{Yser} = \frac{9.05(1.3)^2}{6} = 2.54 \text{ KN.m}$$

$$\text{Le moment en travée : } M_t^x = 0.85 M_0^x \longrightarrow M_t^x = 13.86 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_0^y \longrightarrow M_t^y = 2.16 \text{ KN.m}$$

$$\text{Le moment en appui : } M_a^x = 0.3 M_0^x \longrightarrow M_a^x = 4.89 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = 0.3 M_0^y \longrightarrow M_a^y = 0.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \max} = 4.89 \text{ KN.m}$$

**La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

**Sens x-x**

$$\frac{b x Y^2}{2} + 15 x A x y - 15 x A x d = 0$$

$$Y = 3.575$$

$$I = \frac{b x Y^3}{3} + 15A(d - y)^2$$

$$I = 7545.74$$

$$\sigma_{bc} = 6.56 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**Sens y-y :**

$$\frac{b x Y^2}{2} + 15 x A x y - 15 x A x d = 0$$

$$Y = 2.2108$$

$$I = \frac{b x Y^3}{3} + 15A(d - y)^2$$

$$I = 2996.80$$

$$\sigma_{bc} = 1.59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **En appuis :**

$$M_{\text{amax}} = 4.89 \text{ KN.m} ; A_a = 2.01 \text{ cm}^2.$$

$$y = 2.5145 \text{ cm} ; I = 3844.81 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 3.19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification n'est à faire.

- **Etat limite de déformation :**

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

### La flèche

#### Sens x-x

- $\frac{e}{Lx} = 0.115 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.085$  **condition vérifiée**
- $\frac{A_s}{b \times d} = 0.0034 < \frac{2.4}{f_e} = 0.006$  **condition vérifiée**
- $\frac{e}{Lx} = 0.115 > \frac{1}{16} = 0.0625$  **condition vérifiée**

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche

#### Sens y-y

- $\frac{e}{Ly} = 0.05 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.085$  **condition non vérifiée**
- $\frac{A_s}{b \times d} = 0.00116 < \frac{2.4}{f_e} = 0.006$  **condition vérifiée**
- $\frac{e}{Ly} = 0.05 > \frac{1}{16} = 0.0625$  **condition non vérifiée**
- 

La 1<sup>er</sup> et la 3<sup>eme</sup> condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est recommandé.

La flèche totale est définie d'après le BAEL 91 comme suit :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

Pour une portée inférieure à 5 m, la flèche admissible :  $f_{\text{adm}} = 300/500 = 0.6 \text{ cm}$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad \rho = \frac{1.51 \times 10^{-4}}{1 \times 0.13} = 0.00116$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{5\rho} = 18.10$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 7.24$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} [(V_1^3 + V_2^3) + 15 A_s (V_2 - d)^2]$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \left( \frac{be^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d \right)$$

$$B = b \cdot e + 15A = 1522.65 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = 7.58 \text{ cm}$$

$$V_2 = e - V_1 = 7.42 \text{ cm}$$

$$I_0 = 51642.58 \text{ cm}^4$$

### Calcul de $\sigma_s$ :

$\sigma_s$  : contrainte de traction effective de l'armature pour le cas de charge considérée.

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \text{ avec } n = 1$$

$$M_{jser} = 0,75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8}; \quad M_{gser} = 0,75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8}; \quad M_{pser} = 0,75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

$q_{jser} = 1 \times G$ : La charge permanente avant la mise en place du revêtement.

$$q_{jser} = 1 \times 3.75 = 3.75 \text{ KN/ml}$$

$q_{gser} = 1 \times G$  : La charge permanente

$$q_{gser} = 1 \times 5.55 = 5.55 \text{ KN/ml}$$

$q_{pser} = 1 \times (G+Q)$  : La charge permanente et la surcharge d'exploitation

$$q_{pser} = 1 \times (5.55 + 3.5) = 9.05 \text{ KN/ml}$$

$$M_{jser} = 3.16 \text{ KN.m}; \quad M_{gser} = 4.68 \text{ KN.m}; \quad M_{pser} = 7.63 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s^j = 11.37 \text{ Mpa}; \quad \sigma_s^g = 16.84 \text{ Mpa}; \quad \sigma_s^p = 27.46 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = -0.70; \quad \mu_g = -0.68; \quad \mu_p = -0.64$$

$$\text{Si } \mu \leq 0 \longrightarrow \mu = 0$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu}$$

$$I_{fij} = I_{fig} = I_{fip} = 56806.83 \text{ cm}^4$$

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164.19 \text{ MPa}, E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$f_{ji} = \frac{3.16 \times 10^{-3} \times 3^2}{32164.19 \times 10 \times 56806.83 \times 10^{-8}} = 0.000155 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{4.68 \times 10^{-3} \times 3^2}{32164.19 \times 10 \times 56806.83 \times 10^{-8}} = 0.00023 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{7.63 \times 10^{-3} \times 3^2}{32164.19 \times 10 \times 56806.83 \times 10^{-8}} = 0.00037 \text{ m}$$

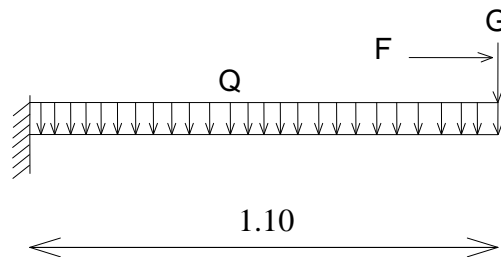
$$f_{vg} = \frac{4.68 \times 10^{-3} \times 3^2}{10721.4 \times 10 \times 56806.83 \times 10^{-8}} = 0.00069 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.00144 < f_{adm} = 0.6 \text{ cm} \text{ condition vérifiée}$$

➤ **2<sup>eme</sup> type :**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.1}{2.80} = 0.39 < 0.4 \text{ la dalle porte dans un seul sens (sens X), comme une console.}$$

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



**III-4-6 : Détermination des Charges et surcharges du balcon:**

- le garde corps :

**Tableau III-17 : Les charges concentrées revenant au balcon .**

Charges permanentes concentrées du corps creux	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Murs en briques creuses	9	0.10	0.90
Enduit en mortier de ciment	18	2x0.02	0.72
			<b>G<sub>2</sub> = 1.7</b>

$$G_1 = 5.55 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/ml}$$

**Remarque :** Le moment provoqué par la main courante sera **négligé** car le garde corps est en maçonnerie

**Combinaisons de charge :**

**a. A L'ELU :**

$$\text{Dalle : } q_{u1} = (1.35G_1 + 1.5Q) \times 1\text{m} = [(1.35 \times 5.55) + (1.5 \times 3.5)] \times 1 = 12.74 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Garde de corps : } q_{u2} = 1.35G_2 \times 1\text{m} = (1.35 \times 1.7) = 2.29 \text{ KN}$$

**b. A L'ELS :**

$$\text{Dalle : } q_{s1} = (G_1 + Q) \times 1\text{m} = [5.55 + 3.5] \times 1 = 9.05 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Garde de corps : } q_{s2} = G_2 \times 1\text{m} = 1.7 \times 1 = 1.7 \text{ KN}$$

**III-4-7 : Calcul des moments de l'encastrement :**

La section dangereuse étant au niveau de l'encastrement.

**a. A L'ELU :**

- **Moment provoqué par la charge «  $q_{u1}$  »**

$$M_{q_{u1}} = \frac{q_{u1} \cdot L^2}{2} = \frac{12.74 \times 1.10^2}{2} = 7.70 \text{ KN.m}$$

- **Moment provoqué par la charge «  $q_{u2}$  »**

$$M_{q_{u2}} = q_{u2} \times L = 2.29 \times 1.10 = 2.519 \text{ KN.m}$$

- **Le moment total**

$$M_u = M_{q_{u1}} + M_{q_{u2}} = 10.219 \text{ KN.m}$$

**b. A L'ELS :**

- **Moment provoqué par la charge «  $q_{s1}$  »**

$$M_{q_{s1}} = \frac{q_{s1} \times L^2}{2} = \frac{9.05 \times 1.10^2}{2} = 5.47 \text{ KN.m}$$

- **Moment provoqué par la charge «  $q_{s2}$  »**

$$M_{q_{s2}} = q_{s2} \times L = 1.7 \times 1.10 = 1.87 \text{ KN.m}$$

- **Le moment total :**

$$M_s = M_{q_{S1}} + M_{q_{S2}} = 7.34 \text{ kN.m}$$

### III-4-8 : Calcul des armatures à l'ELU :

$$M_u = 10.219 \text{ kN.m} \quad b = 100 \text{ cm} \quad d = 13 \text{ cm}$$

#### a) Armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10.219 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.067$$

$$\mu = 0.0425 < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0.0425 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.979$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10.219 \times 10^5}{0.979 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 2.30 \text{ cm}^2$$

Soit : **5Ø12/ml** → **5.65 cm<sup>2</sup>/ml**

#### b) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit : **4Ø8/ml** → **2.01 cm<sup>2</sup>/ml**

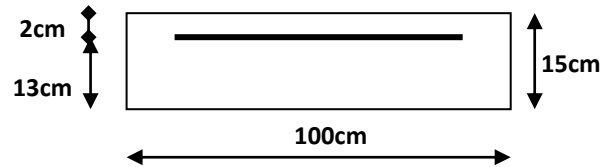


Figure III.4.1

### III-4-9 : Vérification à l'ELU :

#### a-Condition de non fragilité (BAEL 91/Art. 4.2.1) :

$$A_{\min} = \left( 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \cdot d \cdot b = 0.23 \times 100 \times 12 \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

#### b-Vérification au cisaillement (BAEL 91) :

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

- **calcul de l'effort tranchant :**

$$V_u = q_{u1} \times L + q_{u2} = 12.74 \times 1.1 + 1.7 = 15.714 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{15.714 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.130 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{MPa} \right) = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.130 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \implies$  Condition vérifiée  $\implies$  Pas de risque de cisaillement.

### c- Vérification de l'adhérence :

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa} \quad \text{avec } (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n\pi\Phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.714 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 0.712 \text{MPa}$$

$0.712 < 3.15 \implies \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \implies$  Condition vérifiée  $\implies$  pas de risque d'entraînement des barres

### d- espacement des barres (BAEL91-Art-6.1.235) :

Armature principale :  $St \leq \min(3h, 33 \text{cm}) = 33 \text{cm} > St = 20 \text{cm} \rightarrow$  Vérifiée.

Armature de répartition:  $St \leq \min(4h, 45 \text{cm}) = 45 \text{cm} > St = 25 \text{cm} \rightarrow$  Vérifiée.

### e- calcul de la longueur d'ancrage :

$$\tau_{se} = 0.6\Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{cm}$$

soit  $L_s = 50 \text{cm}$

$$L_{cr} = 0.4L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{cm}$$

### III-4-10 : Vérification des contraintes à L'ELS :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

#### a- Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

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

On a des aciers  $\left\{ \begin{array}{l} HA : \phi \geq 6mm \\ FeE400 \end{array} \right\} \Rightarrow \eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ 266.66, 201.63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

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

Valeur de  $\beta_1$ :

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.434$$

$$\rho = 0.434 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta_1 = 0.899$$

$$\text{Alors : } \sigma_s = \frac{7.34 \times 10^6}{0.899 \times 130 \times 5.65 \times 10^2} = 111.15 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

**Conclusion :** La section est justifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

#### b- Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

#### Etat limite de compression de béton :(Art A 452 du BAEL) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

-La section est rectangulaire.

- La nuance des aciers est FeE400.

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Pour une section rectangulaire  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $e = 20 \text{ cm}$ , armée par des aciers de nuance FeE 400 soit à vérifier  $\alpha$ .

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{10.219}{7.34} = 1.392$$

$$\mu = 0.0425 \Rightarrow \alpha = 0.0536 < \frac{1.392 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.446$$

**Conclusion** : la section est justifiée vis-à-vis de la compression

**c- Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL91, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{110} = 0.136 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{110} = 0.136 > \frac{7.34}{10(7.34)} = 0.1 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{13 \times 100} = 0.0043 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

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

### III-5 : Etude de la charpente

#### III-5-1 : Introduction:

Notre bâtiment comporte une charpente en bois, caractérisé par deux versants inclinés de  $17.38^\circ, 18.27^\circ$ , pour chacun, supportant une couverture en tuiles reposant de part et d'autre sur des murs pignons

#### Les différents éléments de la charpente :

- Tuiles
- Liteaux
- Chevrons
- Panne sablière, panne faitière, panne intermédiaire
- Murs pignons

#### ➤ Détermination des charges :

##### • Charge permanente :

Poids des tuiles (litage compris)	$G_t + G_l = 0.4 \text{KN/m}^2$
Poids des pannes et des chevrons	$G_t + G_l = 0.1 \text{KN/m}^2$
Murs pignon (cloison)	$G_m = 0.9 \text{KN/m}^2$

$$G_T = 1.4 \text{KN/m}^2$$

##### • Charge d'exploitation : $Q = 1.00 \text{KN/m}^2$

$$Q_T = 1.00 \text{KN/m}^2$$

#### ➤ Combinaisons des charges :

$$\text{A L'ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = (1,35 \times 1,4) + (1,5 \times 1) = 3.39 \text{KN/m}^2$$

$$\text{A L'ELS : } q_s = G + Q$$

$$q_s = 1.4 + 1 = 2,4 \text{KN/m}^2$$

## Chapitre III : Calculs des éléments

---

Le choix des sections des pannes, des chevrons et des liteaux est conditionné par le marché c'est pour cela que notre choix se portera sur les sections les plus commercialisées. Alors on adoptera les sections suivantes :

- pannes :  $(12 \times 25) \text{ cm}^2$ .
- chevrons :  $(7 \times 9) \text{ cm}^2$ .
- Liteaux :  $(4 \times 5) \text{ cm}^2$ .

➤ **Calcul des poids :**

- **Poids de la panne :**

$$P_p = (0,12 \times 0,25) \times \rho_{\text{bois}} \quad \text{avec : } \rho_{\text{bois}} = 6 \text{KN/m}^3 (\text{D.T.R})$$

$$P_p = (0,12 \times 0,25) \times 0,14 = 0,0033 \text{KN/ml}$$

- **Poids de chevrons :**

$$P_c = (0,07 \times 0,09) \times 6 = 0,037 \text{ KN/ml.}$$

- **Poids des liteaux :**

$$P_l = (0,04 \times 0,05) \times 6 = 0,002 \text{ KN /ml.}$$

### III-5-2 : Détermination des efforts revenant à chaque élément :

#### III-5-2-1 : Efforts revenant aux pannes :

L'espaceur des pannes  $e_p = 1,5 \text{m}$ .

La portée des pannes est de 3,20.

$$q_p = q_u \times e_p$$

$$q_p = 3,39 \times 1,50 = 5,085 \text{KN/ml}$$

$$q_p = 5,085 \text{ KN/ml}$$

#### III-5-2-2 : Efforts revenant aux chevrons :

L'espaceur des chevrons  $e_c = 0,5 \text{m}$ .

Portée des liteaux  $L_c = 1,5 \text{m}$ .

$$q_c = q_u \times e_c$$

$$q_c = 3,39 \times 0,50 = 1,695 \text{ KN/ml}$$

$$q_c = 1,695 \text{KN/ml}$$

#### III-5-2-3 : Efforts revenant aux liteaux :

L'espaceur des liteaux  $e_l = 0,32 \text{m}$ .

Portée des liteaux  $L_l = 0,5 \text{m}$ .

$$q_l = q_u \times e_l$$

$$q_l = 5,085 \times 0,32 = 0,1248 \text{KN/ml } 0,50 \text{m}$$

$$q_l = 0,1248 \text{ KN/ml}$$

### III-5- 3 : Dimensionnement des éléments de la charpente :

Nous utilisons le bois de sapin de catégorie I et d'après les règles CB71, la contrainte admissible forfaitaire dans ce bois travail en flexion déviées est  $\sigma_f = 142 \text{ daN/cm}^2$

#### III-5-3-1 : Dimensionnement des pannes :

La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ses deux extrémités ; Elle travaille en flexion déviée sous la charge  $q_p$ .

#### Vérification de la contrainte admissible :

➤ **1<sup>er</sup> cas** :  $\alpha = 17.38^\circ$

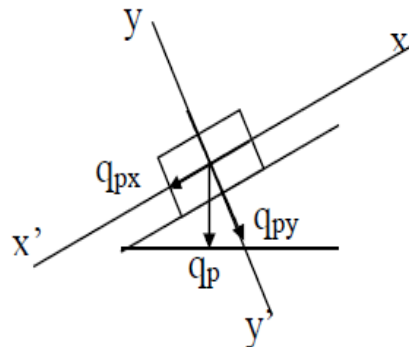
On doit vérifier que :

$$\sigma = \frac{M_{tx}}{W_x} + \frac{M_{ty}}{W_y} \leq \overline{\sigma}_f$$

Module de résistance :

$$W_x = \frac{I_{xx}}{V} = \frac{2}{h} \times \frac{bh^3}{12} = \frac{bh^2}{6} = \frac{12 \times 25^2}{6} = 1250 \text{ cm}^2.$$

$$W_y = \frac{I_{yy}}{V} = \frac{2}{h} \times \frac{hb^3}{12} = \frac{hb^2}{6} = \frac{25 \times 12^2}{6} = 600 \text{ cm}^2.$$



Moments de flexion :

$$q_{px} = q_p \sin \alpha = 5.085 \times \sin 17.38^\circ = 1.518 \text{ KN/ml}$$

$$q_{py} = q_p \cos \alpha = 5.085 \times \cos 17.38^\circ = 4.852 \text{ KN/ml}$$

$$M_{fx} = q_{px} \frac{l^2}{8} = 1.518 \times \frac{3.2^2}{8} = 1.943 \text{ KN.m}$$

$$M_{fy} = q_{py} \frac{l^2}{8} = 4.852 \times \frac{3.2^2}{8} = 6.210 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\sigma_f = \frac{1.943 \times 10^4}{885.39} + \frac{6.210 \times 10^4}{413.44} = 119.044 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 119.044 < \overline{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

## Chapitre III : Calculs des éléments

---

Donc la section choisie pour les pannes est (12 × 25).

### Vérification de la flèche [Art: 4.962/CB71]

On doit vérifier que :  $f = \frac{5 \times \sigma_f \times L^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} \leq \bar{f}$

La valeur de la flèche admissible est donnée par la formule suivante :

$$\bar{f} = \frac{L_p}{300} \quad \text{avec } L_p : \text{ la portée de la panne.}$$

$$\bar{f} = \frac{L_p}{300} = \frac{320}{300} = 1.066 \text{ cm}$$

Avec :  $E_f = 11000 \sqrt{\sigma_f}$  ; est le module de déformation de la flèche.

$$E_f = 11000 \sqrt{119.044} = 12 \times 10^4 \text{ daN/cm}^2.$$

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times L^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 119.044 \times 320^2}{48 \times 12 \times 10^4 \times \frac{25}{2}} = 0.84 \text{ cm}$$

$$f = 0.84 \text{ cm} < \bar{f} = 1.066 \text{ cm}$$

Donc la section choisie pour les pannes est bonne

**2<sup>ème</sup> cas :  $\alpha = 18.27^\circ$**

Moments de flexion :

$$q_{px} = q_p \sin \alpha = 5.085 \times \sin 18.27^\circ = 1.594 \text{ KN/ml}$$

$$q_{py} = q_p \cos \alpha = 5.085 \times \cos 17.38^\circ = 4.828 \text{ KN/ml}$$

$$M_{fx} = q_{px} \frac{l^2}{8} = 1.594 \times \frac{3.2^2}{8} = 2.040 \text{ KN.m}$$

$$M_{fy} = q_{py} \frac{l^2}{8} = 4.828 \times \frac{3.2^2}{8} = 6.179 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\sigma_f = \frac{2.040 \times 10^4}{1250} + \frac{6.179 \times 10^4}{600} = 119.303 \text{ daN/cm}^2$$

$\sigma_f = 119.303 < \sigma_T = 142 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow$  condition vérifiée.

Donc la section choisie pour les pannes est (12 × 25).

### Vérification de la flèche [Art: 4.962/CB71]

On doit vérifier que :  $f = \frac{5 \times \sigma_f \times L^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} \leq \bar{f}$

La valeur de la flèche admissible est donnée par la formule suivante :

$$\bar{f} = \frac{L_p}{300} \quad \text{avec } L_p : \text{ la portée de la panne.}$$

$$\bar{f} = \frac{L_p}{300} = \frac{320}{300} = 1.066\text{cm}$$

Avec :  $E_f = 11000 \sqrt{\sigma_f}$  ; est le module de déformation de la flèche.

$$E_f = 11000 \sqrt{119.044} = 12 \times 10^4 \text{ daN/cm}^2.$$

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times L^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 119.303 \times 320^2}{48 \times 12.014 \times 10^4 \times \frac{25}{2}} = 0.847\text{cm}$$

$$f = 0.847\text{cm} < \bar{f} = 1.066\text{cm}$$

Donc la section choisie pour les pannes est bonne

### III-5-3-2 : Dimensionnement des chevrons :

Le calcul se fera en flexion simple sous la charge  $q_c$ , le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis comme le montre le schéma suivant :

#### 1. Vérification des contraintes :

On doit vérifier que :  $\sigma_f = \frac{M_f \times V}{I} \leq \bar{\sigma}_f$

##### ➤ Calcul des moments :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Aux appuis: } M_t = \frac{2}{3} M_0 \\ \text{En travée: } M_a = \frac{4}{5} M_0 \end{array} \right.$$

$$M_0 = \frac{q_c \times l_c^2}{8} = \frac{1.695 \times 1.5^2}{8} = 0.476 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.66 M_0 = \frac{2}{3} \times 0.476 = 0.317 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 0.8 M_0 = \frac{4}{5} \times 0.476 = 0.380 \text{ KN.m}$$

##### ➤ Calcul de module de résistance :

$$W = \frac{I}{V} = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{7 \times 9^2}{6} = 94.5 \text{ cm}^2.$$

Ainsi on aura :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Aux appuis: } \sigma_f = \frac{M_{fa}}{w} = \frac{0.380 \times 10^4}{94.5} = 40.211 \text{ daN/cm}^2 \\ \text{En travée: } \sigma_f = \frac{M_{ft}}{w} = \frac{0.317 \times 10^4}{94.5} = 33.54 \text{ daN/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{fa}=40.211\text{daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_f=142\text{daN/cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{ft}=33.54\text{daN/cm}^2 < \sigma_f=142\text{daN/cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### 2. Vérification de la flèche [Art: 4.962/CB71] :

Selon le règlement, la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de (chevrons, liteaux et tuiles), est donnée par la formule suivante :

$$\bar{f} = \frac{L_c}{300} = \frac{150}{300} = 0.5 \text{ cm} \quad L_p : \text{ la portée de chevrons.}$$

$$f = \frac{5 \times 33.54 \times 150^2}{48 \times 63705.10 \times \frac{9}{2}} = 0.274 \text{ cm}$$

$$E_f = 11000\sqrt{33.54} = 63705.10\text{daN/cm}^2.$$

$$f = 0.274\text{cm} < \bar{f} = 0.5\text{cm}$$

Donc la section choisie pour les chevrons est bonne.

### III-5-3 -3 : Dimensionnement des liteaux :

L'étude de dimensionnement des liteaux se fait de la même manière que la panne, on a choisit une section de (4 × 5)

#### 1. Vérification de la contrainte admissible :

On doit vérifiée que :

$$\sigma = \frac{M_{tx}}{W_x} + \frac{M_{ty}}{W_y} \leq \bar{\sigma}_f$$

Module de résistance :

$$W_x = \frac{I_{xx}}{V} = \frac{2}{h} \times \frac{bh^3}{12} = \frac{bh^2}{6} = \frac{4 \times 5^2}{6} = 16.67\text{cm}^2$$

$$W_y = \frac{I_{yy}}{V} = \frac{2}{h} \times \frac{hb^3}{12} = \frac{hb^2}{6} = \frac{5 \times 4^2}{6} = 13.34\text{cm}^2$$

Moments de flexion :

➤ **1<sup>er</sup> cas** :  $\alpha = 17.38^\circ$

$$q_{lx} = q_l \sin \alpha = 0.1248 \times \sin 17.38^\circ = 0.0372\text{KN/ml}$$

$$q_{ly} = q_l \cos \alpha = 0.1248 \times \cos 17.38^\circ = 0.1191\text{KN/ml}$$

$$M_{fx} = q_{lx} \frac{l^2}{8} = 0.0372 \times \frac{0.5^2}{8} = 0.00116\text{KN.m}$$

$$M_{fy} = q_{ly} \frac{l^2}{8} = 0.1191 \times \frac{0.5^2}{8} = 0.00372 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\sigma_f = \frac{0.00116 \times 10^4}{16.67} + \frac{0.00372 \times 10^4}{13.34} = 3.484 \text{ daN/cm}^2$$

$\sigma_f = 3.484 < \sigma_{f=142} \text{ daN/cm}^2 \rightarrow$  condition vérifiée.  
Donc la section choisie pour les liteaux est  $(4 \times 5) \text{ cm}^2$ .

### 2. Vérification de la flèche [Art: 4.962/CB71] :

$$\text{On doit vérifier que : } f = \frac{5 \times \sigma_f \times L^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} \leq \bar{f}$$

La valeur de la flèche admissible est donnée par la formule suivante :

$$\bar{f} = \frac{L}{300} \quad \text{avec } L_l: \text{ la portée de liteaux.}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{300} = \frac{50}{300} = 0.17 \text{ cm.}$$

Avec :  $E_f = 11000 \sqrt{\sigma_f}$  ; est le module de déformation de la flèche.

$$E_f = 11000 \sqrt{141.38} = 130793.65 \text{ daN/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 3.484 \times 50^2}{48 \times 130793.65 \times \frac{5}{2}} = 0.0027$$

$$f = 0.0027 \text{ cm} < \bar{f} = 0.17 \text{ cm.}$$

Donc la section choisie pour les liteaux est  $(4 \times 5) \text{ cm}^2$

**2<sup>ème</sup> cas :  $\alpha = 18.27^\circ$**

#### 1. Vérification de la contrainte admissible

Moments de flexion :

$$q_{lx} = q_l \sin \alpha = 0.1248 \times \sin 18.27^\circ = 0.039 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ly} = q_l \cos \alpha = 0.1248 \times \cos 17.38^\circ = 0.119 \text{ KN/ml}$$

$$M_{fx} = q_{lx} \frac{l^2}{8} = 0.039 \times \frac{0.5^2}{8} = 0.00121 \text{ KN.m}$$

$$M_{fy} = q_{ly} \frac{l^2}{8} = 0.119 \times \frac{0.5^2}{8} = 0.00371 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\sigma_f = \frac{0.00121 \times 10^4}{16.67} + \frac{0.00371 \times 10^4}{13.34} = 3.506 \text{ daN/cm}^2$$

## Chapitre III : Calculs des éléments

---

$\sigma_f = 3.506 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\bar{f}} = 142 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow$  condition vérifiée.  
Donc la section choisie pour les pannes est  $(12 \times 25)$ .

### 2. Vérification de la flèche [Art: 4.962/CB71]

On doit vérifier que :  $f = \frac{5 \times \sigma_f \times L^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} \leq \bar{f}$

La valeur de la flèche admissible est donnée par la formule suivante :

$$\bar{f} = \frac{L}{300} = \frac{50}{300} = 0.17 \text{ cm}$$

Avec :  $E_f = 11000 \sqrt{\sigma_f}$  ; est le module de déformation de la flèche.

$$E_f = 11000 \sqrt{141.9} = 131033.96 \text{ daN/cm}^2.$$

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times L^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 3.506 \times 50^2}{48 \times 131033.96 \times \frac{5}{2}} = 0.00278 \text{ cm}$$

$$f = 0.00278 \text{ cm} < \bar{f} = 0.17 \text{ cm}$$

Donc la section choisie pour les liteaux est bonne.

### Conclusion :

**Pannes** =  $(12 \times 25) \text{ cm}^2$  avec  $L_p = 3.20 \text{ m}$ .

**Chevrons** =  $(7 \times 9) \text{ cm}^2$  avec  $L_c = 1.5 \text{ m}$ .

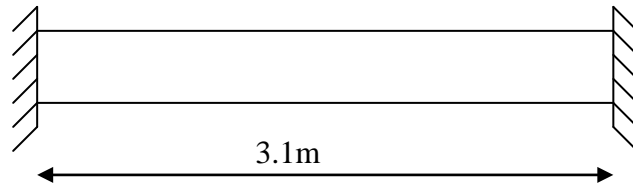
**Liteaux** =  $(4 \times 5) \text{ cm}^2$  avec  $L_l = 0.5 \text{ m}$ .

### III-6 Calcul de la poutre palière :

#### III-6-1 : Introduction :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

Sa portée est de 3.1m (entre nus d'appuis).



**FigIII.6.1: Schéma de la poutre palière**

#### III-6-2 : Pré dimensionnement

- La hauteur  $h_t$  est donnée par la relation suivante :

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

$$\frac{310}{15} \leq h_t \leq \frac{310}{10} \Rightarrow 20,66\text{cm} \leq h_t \leq 31\text{cm}$$

L : longueur libre entre nus d'appuis

On prend  $h_t = 30\text{cm}$

- La largeur  $b$  est donnée par la relation suivante :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 12 \leq b \leq 21\text{cm}$$

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

#### Recommandations de RPA (Art 7.5.1) ;

$$b = 25\text{cm} \geq 20\text{cm} \text{ ok}$$

$$h = 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \text{ ok}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{30}{25} = 1,2 \leq 4 \text{ ok} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Notre poutre a pour dimension  $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

#### b) Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre :  $G_p = 25 \times 0,25 \times 0,3 = 1,875 \text{ KN/ml}$
- poids du mur  $G_M = 1,3 \times 1,23 = 1,6 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier à l'ELU :  $R_u = 26,257\text{KN}$
- Réaction du palier à l'ELS :  $R_s = 18,980\text{KN}$

### III-6-3 : Calcul à l'ELU :

#### a) Calcul des efforts internes :

$$q_u = 1.35G + R_u$$

$$q_u = 1.35 \times (1.875 + 1.6) + 24.257 = 30.948 \text{ KN/ml}$$

Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{30.948 \times 3.10^2}{8} = 37.176 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

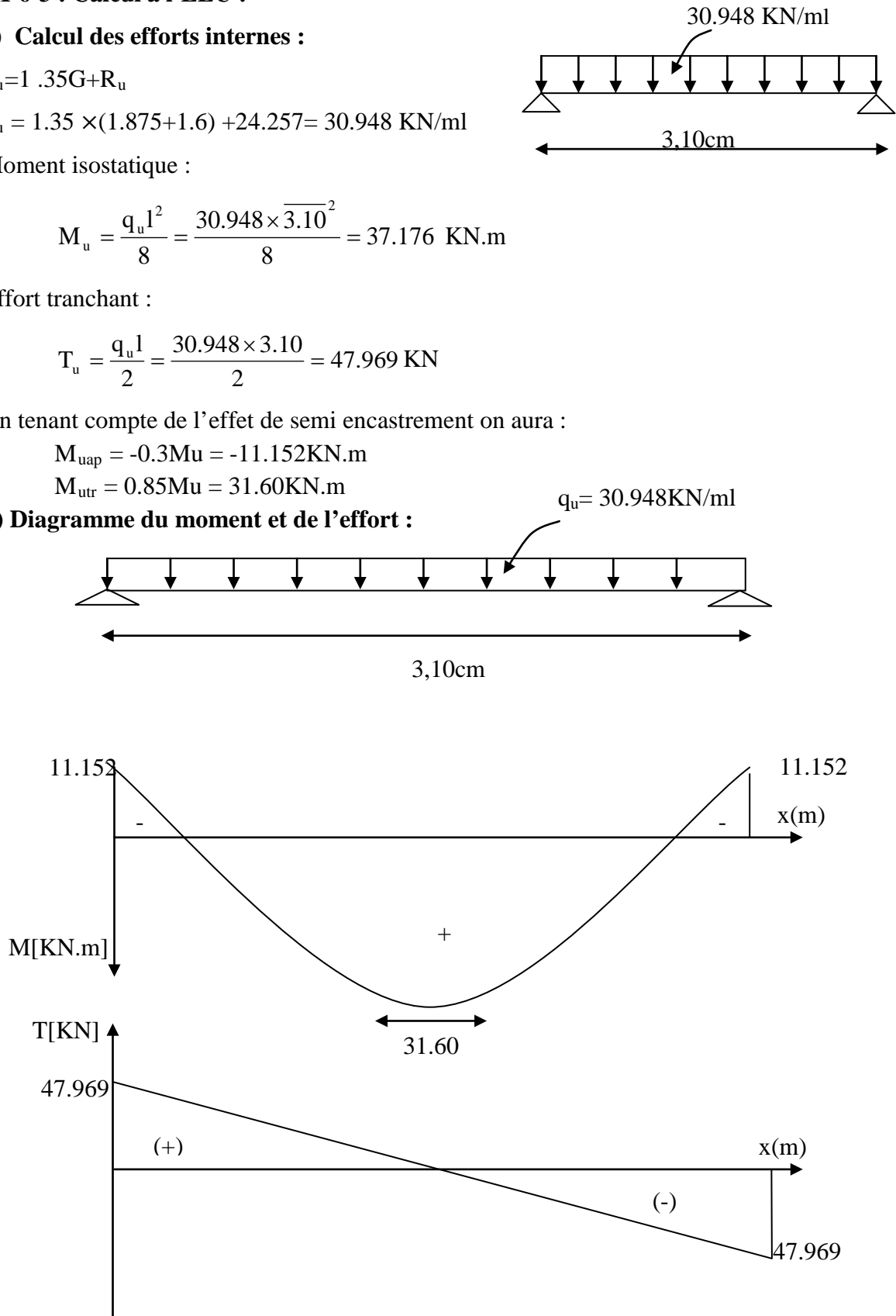
$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{30.948 \times 3.10}{2} = 47.969 \text{ KN}$$

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{uap} = -0.3M_u = -11.152 \text{ KN.m}$$

$$M_{utr} = 0.85M_u = 31.60 \text{ KN.m}$$

#### b) Diagramme du moment et de l'effort :



**Fig III.6.2 : Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant**

### c) Ferrailage :

**En travées :**  $h = 30 \text{ cm} ; d = 28 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; b = 25 \text{ cm}.$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{31.60 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.113$$

$$\mu_t = 0.113 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.113 \Rightarrow \beta = 0.939$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{31.60 \times 10^3}{0.939 \times 28 \times 348} = 3.45 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_{ut} = 3 \text{ HA } 14 = 4.62 \text{ cm}^2$

**Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} = \frac{11.52 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14.2} = 0.040 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.040 \Rightarrow \beta_1 = 0.980$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12.30 \times 10^3}{0.978 \times 28 \times 348} = 1.30 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_{ut} = 3 \text{ HA } 12 = 3.38 \text{ cm}^2$

### III-6-4 : Vérification à l'ELU :

#### III-6-4-1 : Condition de non fragilité (Art-A-4.2, 1 BAEL):

$$A_{\min} = 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

a) **En travée :**  $A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2$

b) **Aux appuis :**  $A_a = 3.38 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow$  La condition est vérifiée.

#### b) Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art-5-1-2-1 BAEL) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{ 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{47.969 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.685 \text{ MPa}$$

## Chapitre III : Calculs des éléments

---

$$\tau_u = 0.685 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

Pas besoin de cadre

### III-6-4-2 : Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art. 5.1.3.2, BAEL):

#### a) Influence sur les aciers :

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left( T_u + \frac{M_U}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \left( 47.969 \times 10^3 + \frac{11.52 \times 10^6}{0.9 \times 280} \right) = 2.65 \text{cm}^2$$

$$A_{sa} = 3.83 \text{cm}^2 > 2.65 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

#### b) Influence sur le béton :

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

$$0.4b \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 250 \times 0.9 \times 280 \times \frac{25}{1.5} = 420 \text{KN} > T_u = 47.969 \text{KN}$$

$\Rightarrow$  La Condition est vérifiée

#### c) Vérification de l'adhérence aux appuis :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \times f_{t28}$$

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

$$\tau_u = \frac{47.969 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 11.304 \times 10} = 1.683 \text{MPa}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.304 \text{cm}$$

$$\tau_u = 1.683 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

Il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

### III-6-4-3 : Les armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 14 ; 8.57 ; 25 \} = 8.57 \text{mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8

$$A_t = 4 \text{HA8} = 2.01 \text{cm}^2$$

### III-6-4-4 : Ecartement des barres :

---

## Chapitre III : Calculs des éléments

---

D'après le **RPA2003 Art 7 .5.2.2**, l'espacement est donné selon deux zones :

**a) En zone nodale :**

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow S = \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{2.01}{0.003 \times 25} = 26.80 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\Phi\right\} = \min\{7,5\text{cm}; 14,4\text{cm}\}$$

On prend :  $S_t = 7\text{cm}$

**b) En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \text{ Soit : } S_t = 15\text{cm}$$

### III-6-4-5 : Ancrage des barres (A-6-1-2) :

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 50.30 \text{ cm}$$

Forfaitairement :  $L_s = 40\Phi = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$ .

### III-6-5 : Calcul à l'ELS :

**a) Combinaison des charges :**

$$q_s = G + R_s$$

$$q_s = 1.875 + 1.6 + 18.980 = 22.455\text{KN/ml}$$

- Le moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{22.455 \times 3.1^2}{8} = 26.974\text{KN}$$

- L'effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{22.455 \times 3.1}{2} = 34.80\text{KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi-encastrement :

$$M_{sa} = -0.3M_s = -8.0922\text{KN.m}$$

$$M_{st} = 0.85M_s = 22.927\text{KN.m}$$

**b) Vérification des contraintes :**

## Chapitre III : Calculs des éléments

---

a) Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b \leq 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

**1. Aux appuis :** 
$$\rho_1 = \frac{100.A_{app}}{b.d} = \frac{100 \times 3.83}{25 \times 28} = 0.547$$

$$\rho_1 = 0,547 \Rightarrow \beta_1 = 0,8895 \quad \alpha_1 = 0,332 \quad \text{et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.332}{15(1-0.332)} = 0.033$$

$$\alpha = 0.332 \Rightarrow K=0.033$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_{app} \cdot \beta d} = \frac{8.0922 \times 10^6}{130 \times 0.8895 \times 280} = 249.930\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,033 \times 249.930 = 8.25\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.25\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

**2. En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100.A_{app}}{b.d} = \frac{100 \times 3.83}{25 \times 28} = 0.547$$

$$\rho_1 = 0,547 \Rightarrow \beta_1 = 0,8895 \quad \alpha_1 = 0,3315 \quad \text{et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.3315}{15(1-0.3315)} = 0.033$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{22.927 \times 10^6}{383 \times 0.8895 \times 280} = 240.350\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,033 \times 240.350 = 7.931$$

$$\sigma_{bc} = 7.931\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

**III-6-6 : Vérification de la flèche :**

## Chapitre III : Calculs des éléments

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.30}{3.10} = 0.096 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.30}{3.10} = 0.096 > \frac{22.927}{10 \times 26.974} = 0.0849 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.83}{28 \times 25} = 0.0054 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Par conséquent le calcul de la flèche n'est pas nécessaire..

### c) Etat limite de déformation :

La fissuration étant peu nuisible  $\Rightarrow$  la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

**Conclusion :** Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

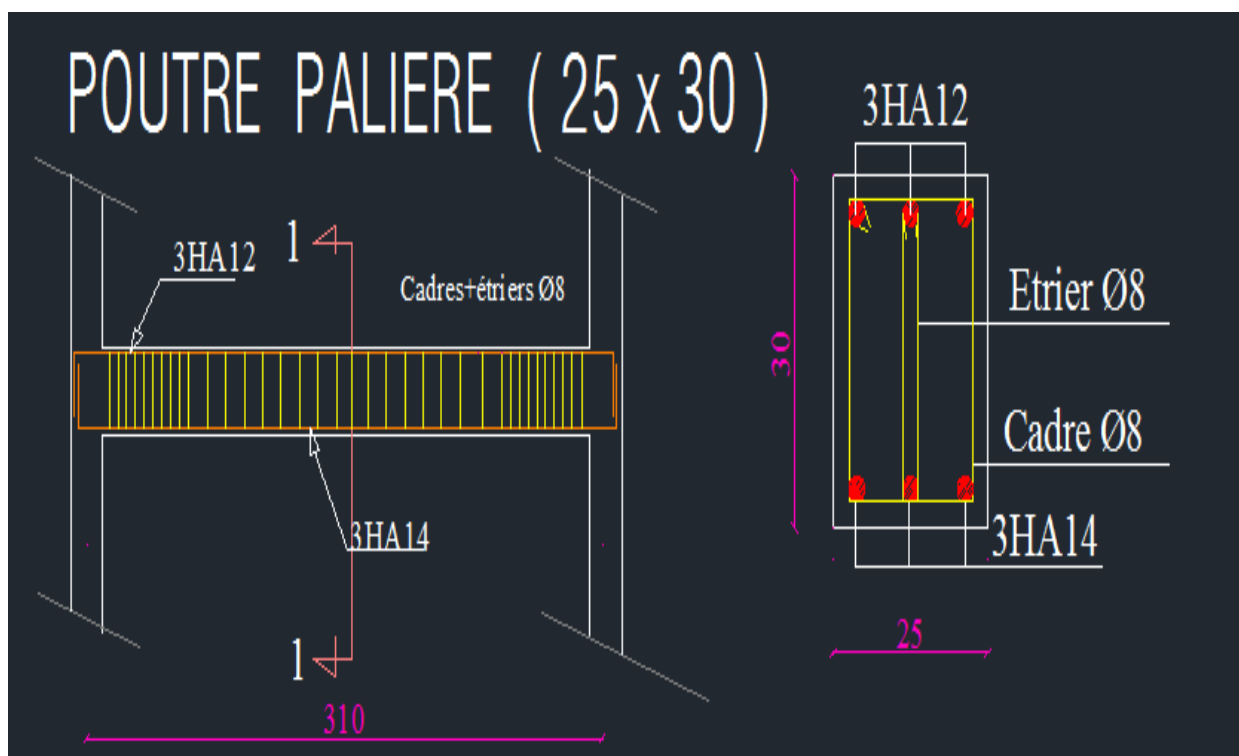


Fig.III.6.3 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

## III-7) Etude de la poutre de chaînage :

### III-7-1 : Introduction

La poutre de chaînage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante et qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.

### III.7.2 : Dimensionnement de la poutre :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

La hauteur de la poutre « h » est donnée par :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} ; \text{ avec : } L = 320 - 25 = 295 \text{ cm.}$$

$$\frac{295}{15} \leq h \leq \frac{295}{10} \rightarrow 19.67 \text{ cm} \leq h \leq 29.5 \text{ cm}$$

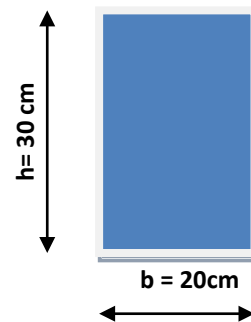
Soit :  $h = 25 \text{ [cm]}$

- La largeur de la poutre « b » :

est donnée par :  $0,4 h \leq b \leq 0,7 h$

$$0,4 \times 25 \leq b \leq 0,7 \times 25 \implies 10 \leq b \leq 17.5$$

On opte pour :  $b = 15 \text{ cm}$



**Figure III-7-1 : Les dimensions de la poutre de chaînage.**

#### ❖ Vérification relative aux exigences du RPA (Art 7.5.1 RPA99/version 2003).

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 15 \geq 20 \text{ cm} \implies$  condition non vérifiée
- $h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 25 \geq 30 \text{ cm} \implies$  condition non vérifiée
- $h_t / b \leq 4 \dots\dots\dots 25/15 = 1,67 < 4 \implies$  condition vérifiée

**Donc on prend :  $b = 20 \text{ cm}$   
 $h = 30 \text{ cm}$**

### III-7-3 : Evaluation des charges et surcharges :

#### ➤ Les charges permanentes:

- Le poids du plancher  $\dots\dots\dots 5,54 \times \frac{0,65}{2} = 1,8 \text{ KN/ml.}$
- Le poids de la poutre  $\dots\dots\dots 25 \times 0,20 \times 0,30 = 1,5 \text{ KN/ml.}$
- Le poids du mur (double cloison)  $\dots\dots\dots 2,36 \times (3,06 - 0,2) = 6.74 \text{ KN/ml.}$

$$G_t = 10.04 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Charge d'exploitation :**

- $Q = 1,5 \times \frac{0,65}{2} = 0,4875 \text{ KN/ml}$

**III-7-4 : Combinaisons de charge**

- **A l'ELU :**  $q_u = 1,35 \times 10,04 + 1,5 \times 0,4875 = 14,285 \text{ KN/ml}$
- **A l'ELS :**  $q_s = 10,04 + 0,4875 = 10,527 \text{ KN/ml}$

**III-7-5: Etude de la poutre :**

❖ **A l'ELU :**

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée sur deux appuis.

➤ **Calcul des moments :**

- **En travées :**

Calcul du moment isostatique

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{14,285 \times 3,20^2}{8} = 18,284 \text{ KN.m}$$

$$M_{tr} = 0,85 M_0 = 0,85 \times 18,284 = 15,54 \text{ KN.m}$$

- **Aux appuis :**

$$M_{ap} = -0,3 M_0 = -0,3 \times 18,284 = -5,485 \text{ KN.m}$$

➤ **Réaction d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{14,285 \times 3,20}{2} = 22,856 \text{ KN}$$

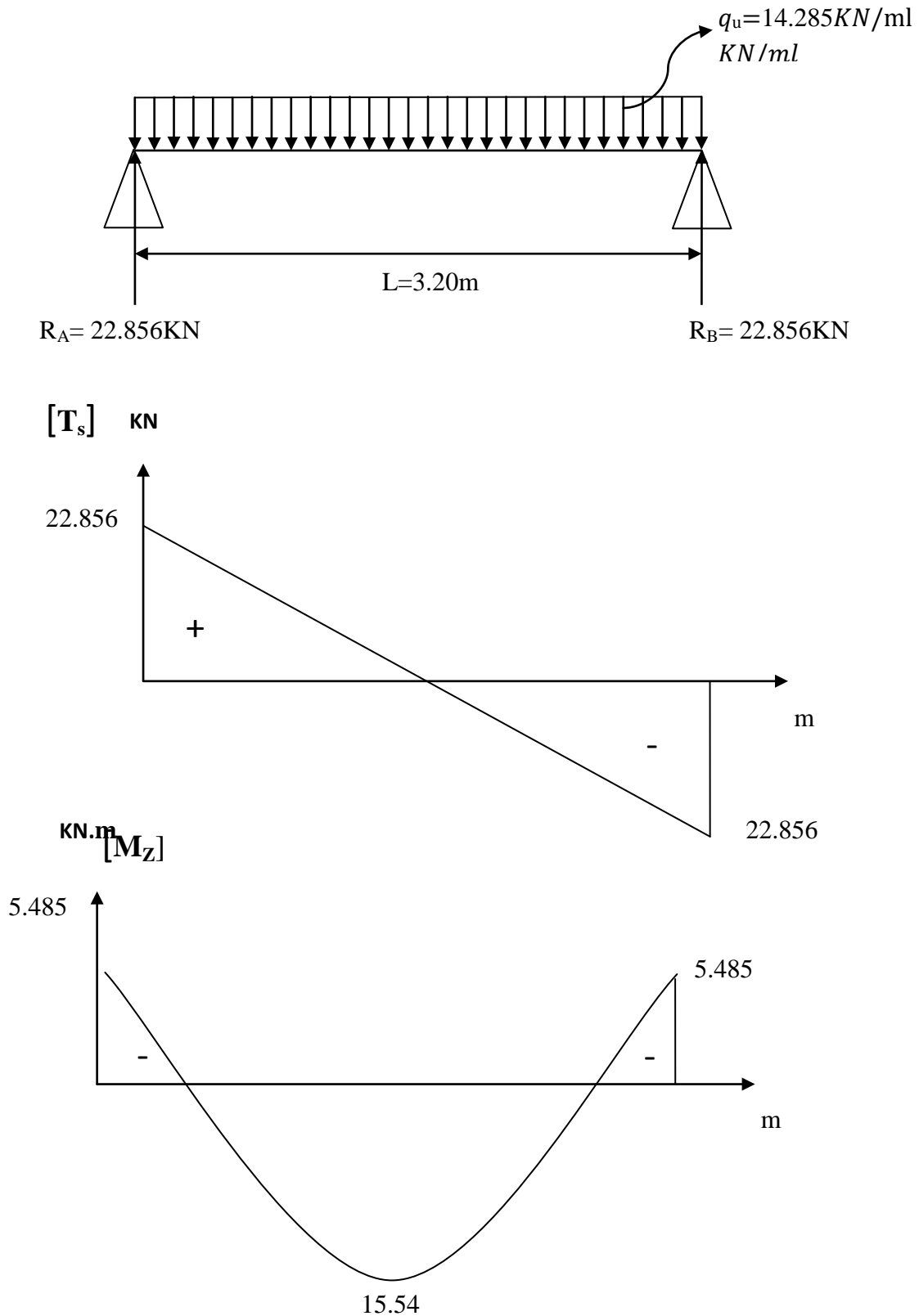


Figure III.7.2: Diagramme des efforts internes à l'ELU.

## Chapitre III : Calculs des éléments

### ❖ A L'ELS :

#### ➤ Calcul des moments :

##### • En travées :

Calcul du moment isostatique

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{10.527 \times 3.20^2}{8} = 13.474 \text{ KN.m}$$

$$M_{tr} = 0,85 M_s = 0,85 \times 13.474 = 11.453 \text{ KN.m}$$

##### • Aux appuis :

$$M_{ap} = -0,3 M_s = -0,3 \times 13.474 = -4.042 \text{ KN.m}$$

#### ➤ Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{10.527 \times 3.20}{2} = 16.843 \text{ KN}$$

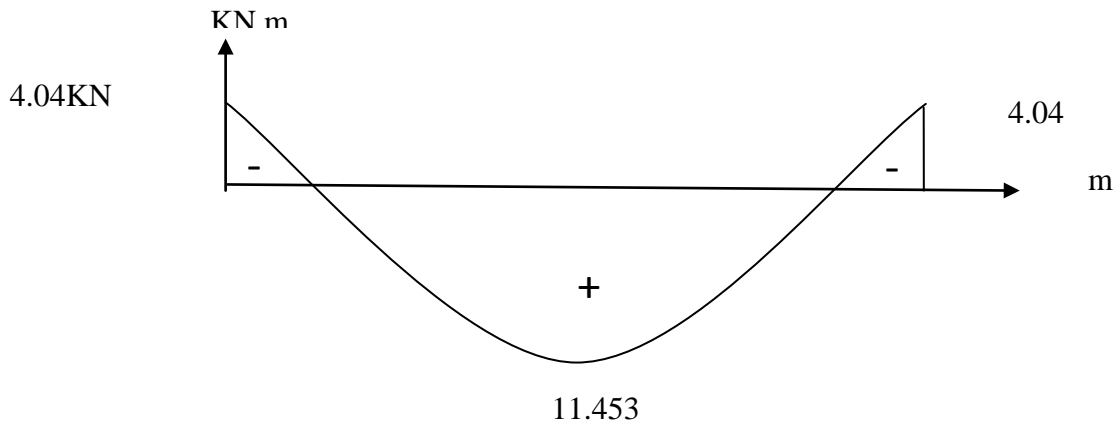
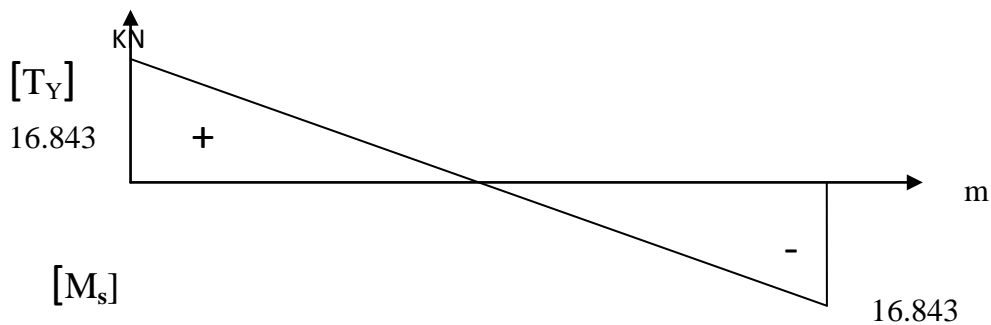
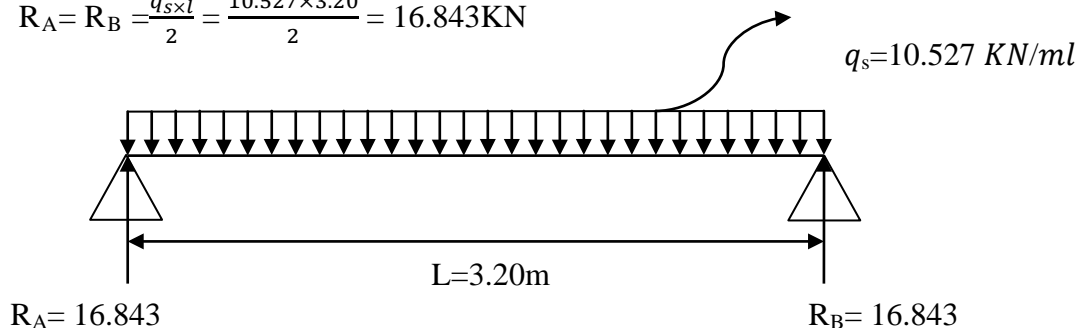


Figure III-7-3: Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

### III-7-6 : Ferrailage à L'ELU:

#### 1. Armatures longitudinales :

- ❖ L'enrobage :  $c = 2 \text{ cm}$
- ❖ La hauteur utile :  $d = 28 \text{ cm}$

#### ➤ Aux appuis

$$M_{\text{app}} = 5.485 \text{ KN}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5.485 \times 10^6}{200 \times (280)^2 \times 14,2} = 0,024$$

$$\mu = 0,024 < \mu_1 = 0,392 \quad \Rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu = 0,024 \Rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_t = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5.485 \times 10^3}{0.988 \times 28 \times 348} = 0.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : 2HA10} \Rightarrow A_{\text{ap}} = 1.57 \text{ cm}^2$$

#### ➤ En travée:

$$M_{\text{trav}} = 15.54 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{15.54 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,07$$

$$\mu = 0,07 < \mu_1 = 0,392 \quad \Rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu = 0,07 \Rightarrow \beta = 0,964$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{15.54 \times 10^3}{0,964 \times 28 \times 348} = 1.65 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : 2HA12} \Rightarrow A_{\text{tr}} = 2.26 \text{ cm}^2$$

### 2. Armatures transversales (BAEL91 art A.7.2, 2) :

➤ **Diamètre**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{320}{35}, \frac{200}{10}, 12 \right\} = 9.15 \text{ mm}$$

On opte pour :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  (1 cadre + 1 étrier)

➤ **Espacement: ( Art A.5.1, 22 BAEL 91 modifiées 99) :**

$$S_{t \max} \leq \min \{0,9d, 40\text{cm}\} = \min \{25,2; 40\text{cm}\} = 25,2\text{cm}$$

On opte pour :  $S_{t \max} = 25\text{cm}$

**Selon le RPA version 2003 (Art 7.5-2) :**

L'espacement doit vérifier :

❖ **Aux appuis :**

$$st \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12\Phi \right) = \min(7,5; 14,4)$$

$$S_t = 5 \text{ cm}$$

❖ **En travée :**

$$st \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

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

### III-7-7) Vérification à l'ELU :

#### 1. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91 Art A.4.2, 1) :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0,23 \times 20 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,676 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,676 \text{ cm}^2 < (A_t = 2.26 \text{ cm}^2, A_a = 1.57 \text{ cm}^2)$$

⇒ **Condition vérifiée**

### 2. Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art A.5.1, 1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{22856}{200 \times 280} = 0,408 \text{ MPa}$$
$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \text{ fissurations peu nuisibles.}$$
$$\bar{\tau}_u = 3,33$$
$$\tau_u = 0,408 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

### 3. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91 Art A.5.1,3)

#### ❖ Sur le béton :

$$V_u < \bar{V}_u ; \quad \bar{V}_u = 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b_0$$
$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 280 \times 200 = 336 \text{ KN}$$

$$V_u = 22.856 \text{ KN}$$

$$22.856 \text{ KN} < 336 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### ❖ Sur l'acier :

$$A_{\min} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H) \quad \text{avec} \quad H = \frac{M_{a \max}}{0,9 \cdot d}$$

$$A_{\min} \geq \frac{1,15}{400} \left( 22.856 \times 10^3 + \frac{5.485 \times 10^6}{0,9 \times 280} \right) \longrightarrow A_{\min} = 128 \text{ mm}^2$$

On a  $A_{\text{adop}} = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.28 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Les armatures calculées sont suffisantes.

### 4. Calcul l'ancrage des barres (BAEL 91 Art A.6.1, 2):

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$
$$L_s = \frac{f_e}{4 \tau_{su}} \Phi = 35,27 \Phi$$
$$L_s = 42,324 \text{ cm}$$

Comme  $L_s$  dépasse la longueur de la poutre, les armatures doivent comporter des crochets

❖ La longueur de scellement mesurée hors crochet est

$$L_a = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,324 = 16,94 \text{ cm}$$

$$L_a = 16,94 \text{ cm}$$

### 5. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91 Art A.6.1,3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = Vu / 0,9 d \sum u_i$$

$\sum u_i$  somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum u_i = n \times \pi \times \Phi$$

$$\sum u_i = 2 \times 3,14 \times 10 = 62,8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{22.856 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 62,8} = 1,44 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### III-7-8) Vérification à l'ELS

#### 1. Vérification des contraintes du béton (BAEL91 Art A.4.5,2) :

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$
$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k} \sigma_s \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

#### ➤ En travée

- $M_s = 11,453 \text{ KN.m}$
- $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$
- $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,26}{20 \times 28} = 0,40$

$$\rho_1 = 0,40 \rightarrow \beta_1 = 0,902 \rightarrow K_1 = 36,02$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{11,453 \times 10^6}{0,902 \times 280 \times 226} = 200,65 \text{ MPa}$$

## Chapitre III : Calculs des éléments

---

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \sigma = (1/36.02) \times 284.42 = 7.89 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.89 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### ➤ Aux appuis

- $M_s = 4.04 \text{ KN.m}$
- $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$
- $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 1.57}{20 \times 28} = 0.28$

$$\rho_1 = 0.28 \rightarrow \beta_1 = 0.916 \rightarrow K_1 = 44.52$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{4.04 \times 10^6}{0.916 \times 280 \times 157} = 100.32 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \sigma_s = (1/44.52) \times 100.32 = 3.43 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.43 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### 2. Etat limite d'ouverture des fissurations (BAEL91 Art B.6.3) :

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

### 3. État limite de déformation (BAEL91 Art B.6.5,2)

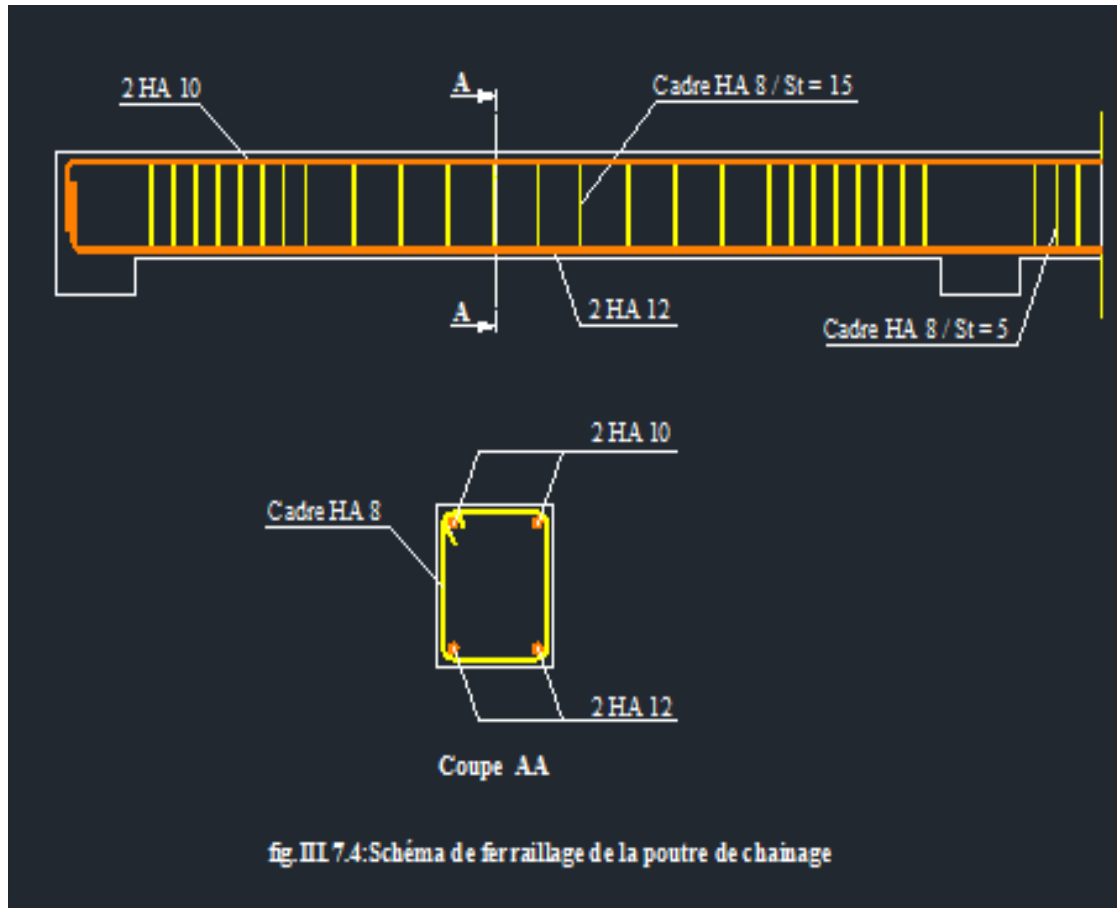
Pour se dispenser du calcul de la flèche il faut vérifier :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{320} = 0.093 > 0.0625 \quad - \text{OK}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0.093 > 0.085 \quad - \text{OK}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2.26}{20 \times 28} = 0.004 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad - \text{OK}$$

**Les conditions sont vérifiées, d'où le calcul de la flèche est inutile.**

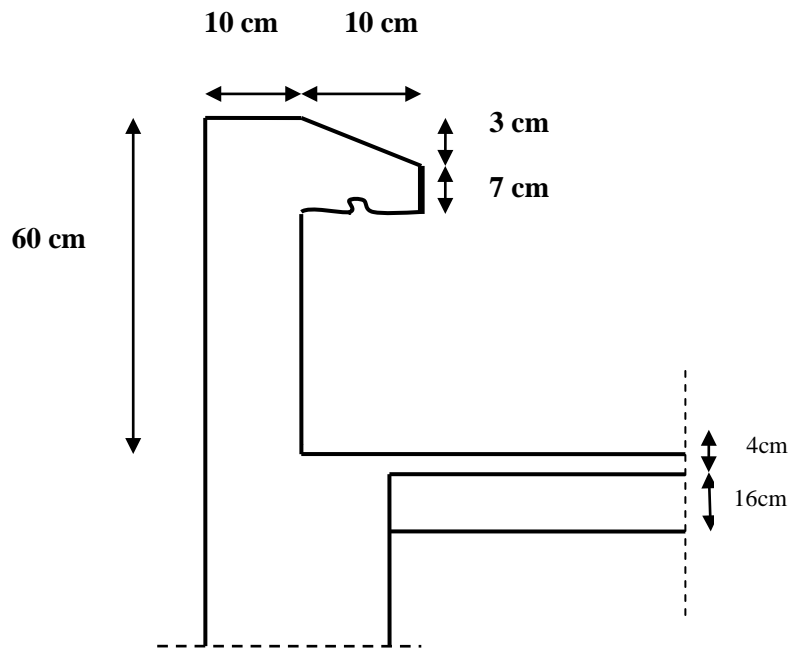


**Fig.III.7.4 : Ferrailage de la poutre de chaînage.**

### III-8 : Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse, Il est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, Il est soumis à un effort normal « **G** » dû à son poids propre et à un effort horizontal « **Q** » dû à la main courante qui engendre un moment de renversement « **M** » dans la section d'encastrement (section dangereuse).

Les calculs se feront pour une bande de **1m** de largeur et le ferrailage sera déterminé en flexion composée.



**Fig.III.8.1 : coupe verticale de l'acrotère**

### III-8-1 : Détermination des sollicitations :

- Poids propre :

$$G = \rho \times S = [(0.6 \times 0.1) + (0.03 \times \frac{0.1}{2}) + (0.07 \times 0.1)] \times 25 = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

**Avec:**

$\rho$  : Masse volumique du béton.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

- Surcharge d'exploitation: **Q = 1.00KN/ml.**
- Effort normal dus au poids propre G : **N = G x 1 = 1.7125 KN**

## Chapitre III : Calculs des éléments

- Effort tranchant :  $T = Q \times 1 = 1.00\text{KN}$ .
- Moment de renversement (flexion) du à la surcharge Q :  $M = Q \times H \times 1 = 0.60\text{ KN.m}$

### III -8-2 : Diagramme des efforts :

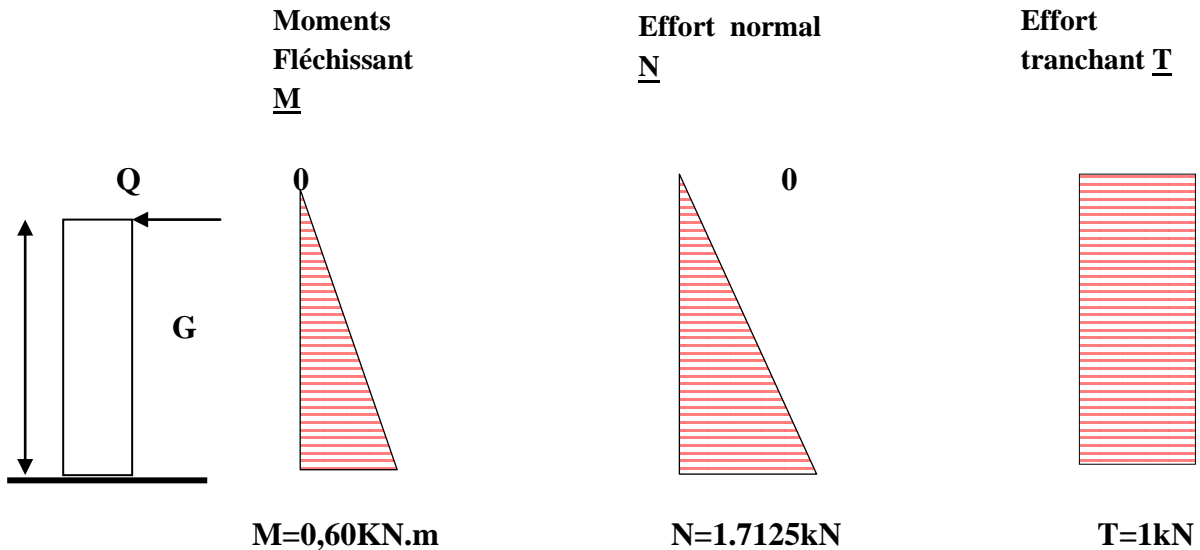


Figure III.8.2: Schema statique de l'acrotère.

### III-8 -3 :Combinaisons de Charge :

➤ À l' ELU :  $1.35G + 1.5Q$

- Effort normal de compression:

$$N_u = 1.35 G = 1.35 \times 1.7125 = 2.312 \text{ KN (du à G).}$$

- Moment de flexion:

$$M_u = 1.5 M_q = 1.5 \times 0.6 = 0.90 \text{ KN m (du à Q).}$$

- Effort tranchant:

$$T_u = 1.5 \times T = 1.5 \text{ KN.}$$

➤ A l'ELS :  $G + Q$

- Effort normal de compression:

$$N_s = G = 1.7125 \text{ KN.}$$

- Moment de flexion:

$$M_s = M = \mathbf{0.60 \text{ KN.m}}$$

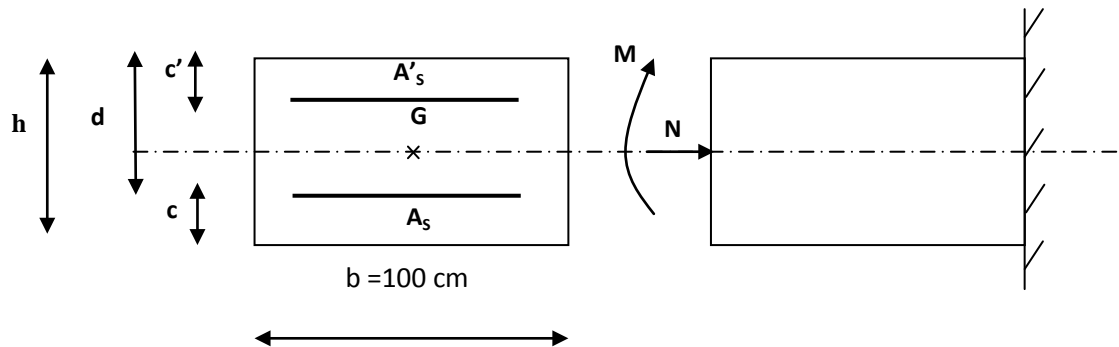
- Effort tranchant:

$$T_s = T = \mathbf{1 \text{ KN.}}$$

### III-8-4 : Ferrailage de l'acrotère :

#### III-8-4-1 : Calcul des armatures à l'ELU :

Il consiste à étudier une section rectangulaire ( $b \times h$ ), en flexion composée à l'ELU sous un effort normal  $N_u$  et un moment de flexion  $M_u$ , puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous  $N_s$  et  $M_s$ .



$h \longrightarrow$  (épaisseur de la section)= 10 cm.

$b \longrightarrow$  (largeur de la section)= 100 cm .

$c = c' \longrightarrow$  (enrobage)= 2cm .

$d \longrightarrow$  (hauteur utile)= $h-c=8\text{cm}$ .

#### III -8-4-2 :Position du centre de pression :

$$e_v = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.90}{2.312} = 0.389\text{m} = 39 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$e_u > \frac{h}{2} - C \Rightarrow$  Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

## Chapitre III : Calculs des éléments

---

Avec : **M<sub>u</sub>** : moment du à la compression ; **N<sub>u</sub>** : effort de compression ;

**C<sub>p</sub>** : centre de pression ; **e<sub>u</sub>** : excentricité ;

**C** : l'enrobage ;

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif « **M<sub>f</sub>** » puis passer à la flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

### III-8-5 : Calcul en flexion simple :

#### III-8-5-1 : Moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$M_f = 0.9 + 2.312 \times (0.03) = 0.969 \text{ KN.m}$$

$$M_f = \mathbf{0.969 \text{ KN.m}}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d f_{bu}} = \frac{0.969 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.0106$$

$\mu_b = 0.0106 < \mu_l = 0.392$ . La section est simplement armée (**SSA**), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires **A<sub>sc</sub> = 0**.

$$\mu_b = 0.0106 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.995$$

#### III-8-5-2 : Armatures fictives (flexion simple) :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \beta = 0.995$$

$$\text{Donc : } A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{969}{0.995 \times 8 \times 348} = 0.349 \text{ cm}^2.$$

#### III-8-5-3 : Armature réelles (flexion composée) :

$$A_{st} = A_{stf} - ) = 0.349 - \frac{2.312 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.282$$

$$A_s = \mathbf{0.282 \text{ cm}^2}$$

### III-8-6 : Vérifications:

#### III-8-6-1 : Vérification à l'ELU :

##### a- Condition de non fragilité (BAEL 99 Art A.4.2.1) :

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF :  $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left( \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right) bd$$

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

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.60}{1.7125} = 0.35 \text{ m}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \left( \frac{35 - 0.455 \times 8}{35 - 0.185 \times 8} \right) 100 \times 8 = 0.90$$

$$A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2.$$

Remarquons que :  $A_s < A_{\min}$ , n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale

$$A_s = A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2.$$

La section d'acier est **4HA 8 / ml = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **St = 20 cm**.

##### ✓ Armature de répartition :

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

$$A_r = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2.$$

Donc : **A<sub>r</sub> = 4 HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>**.

##### b- Vérification aux cisaillements : (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99)

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \quad \text{avec : } \tau_u : \text{contrainte de cisaillement}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right\} \text{ (MPa).}$$

$$\text{Et } \begin{cases} \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{situation courante.} \\ V_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.019 \text{ MPa.}$$

## Chapitre III : Calculs des éléments

$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = 0.019 \leq \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5}, 4 \right\} = 2.5 \text{ MPa}$   $\longrightarrow$  la condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

### c- Vérification de l'adhérence des barres :

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \tau_{se}^- \quad \text{avec :} \quad \tau_{se}^- = \Psi_s f_{ct28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} \quad ; \quad \sum U_i : \text{ somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = 4 \pi \emptyset = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 100.048} = 0.208 \text{ MPa.}$$

On a  $\tau_{se} = 0.208 < \tau_{se}^- = 3.15 \text{ MPa}$   $\longrightarrow$  donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

La longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2)

$$L_s = 40 \emptyset = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm.}$$

### d- Vérification des espacements des barres :

(Art A.4.5, 33 / BAEL 91 modifiée 99) :

La fissuration est préjudiciable ; donc  $S_t \leq \min \{2h, 25 \text{ cm}\} = 20 \text{ cm}$

**h = 10 cm.** C'est l'épaisseur de la section de l'acrotère.

On a adopté un espacement de **20 cm** ; donc la condition est vérifiée.

### III-8-6-2 : Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}.$$

Les aciers  $\left\{ \begin{array}{l} \text{HA : } \emptyset \geq 6 \text{ mm} \\ \text{fe E 400} \end{array} \right. \longrightarrow \eta = 1.6$

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \left( \frac{2}{3} \right) 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{ 266.67 ; 201.63 \} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

**Calcul de  $\sigma_{st}$  :**  $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$  ; avec :  $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

### Calcul de $\beta_1$ :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.253$$

$$\rho = 0.253 \implies \beta_1 = 0.920 \implies K_1 = 47.50 \implies K = \frac{1}{K_1} = 0.02 \cdot \sigma_{st} =$$

$$\frac{600}{0.920 \times 8 \times 2.01} = 40.55 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{st} = 40.55 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa}$  ;  $\longrightarrow$  condition est vérifiée.

Vérifions que :  $\sigma_{bs} \leq \sigma_{bs}$  avec :  $\sigma_{bs} = k \sigma_s$

$\sigma_{bs} = 0.02 \times 40.55 = 0.811 \text{ MPa}$  ; et  $\sigma_{bs} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$  condition vérifiée.

### III-8-6-3 : Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA 99 / Art A.6.2.3)

D'après le RPA 99 (version 2003), les forces horizontales de calcul ( $F_p$ ) agissant sur Les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculés suivant la formule :  **$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$** .

**A** : coefficient d'accélération de la zone, obtenu à partir du tableau (4-1) du RPA en fonction de la zone et du groupe d'usage  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone II a} \\ \text{groupe d'usage 2} \end{array} \right. \implies A = 0.15$

**C<sub>p</sub>** : facteur de forces horizontales pour un élément secondaire varie entre 0.3 et 0.8 (voir tableau (6-1) du RPA 99 modifié 2003), dans notre cas  $C_p = 0.8$

**W<sub>p</sub>** : poids de l'élément secondaire (acrotère) ;  $W_p = G = 1.7125 \text{ KN/ml}$ .

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.7125 = 0.822 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \implies \text{Condition vérifiée}$$

### Nota :

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, on refait les calculs avec la force  $F_p$ .

### Conclusion :

Après toutes les vérifications, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- ✓ Armatures principales : 4 HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement de 20 cm.
- ✓ Armatures de répartition : 4 HA 8 = 2.01 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement de 25 cm.

**Fig.III.8.3: Ferrailage de l'acrotère :**

### VI-1 : Introduction :

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment en béton armé de dix niveaux (2 SSL+RDC+6 étages+charpente), destiné à usage multiple.

Pour rappel, le système de contreventement qu'on a privilégié pour la structure est le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

Dans notre projet on a utilisé la version ETABS v9.

### IV-2 : Description du logiciel ETABS :(Extented Three Dimensions Analyses Building Systems) :

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil, dans son calcul se base sur la méthode des éléments finis, il est destiné à la conception et l'analyse des structures de génie civil. Grâce à une interface graphique unique, il permet une modélisation facile et rapide avec un choix illimité de matériaux. Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Définir la géométrie de la structure.
- Spécifier les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments.
- Introduire les charges statiques et dynamiques.
- Spécifier les conditions aux limites.
- Lancer l'analyse.
- Visualiser les résultats

### IV-3- Étapes de modélisation

#### IV-3-1 :1<sup>ère</sup> étape : Définir la géométrie de la structure

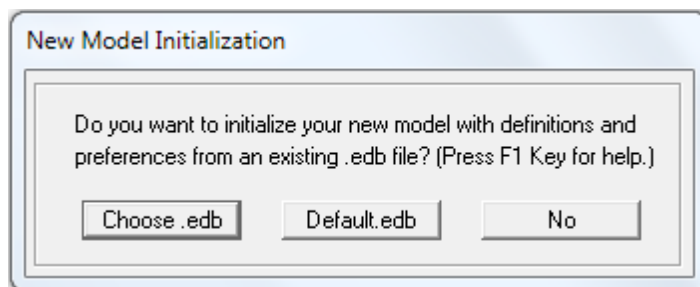
##### ➤ Choix de l'unité

L'utilisateur dispose d'une liste déroulante à droite de la barre d'état où il doit choisir un système d'unités pour la saisie des données.



### ➤ Création d'un nouveau model

Après avoir choisi le système d'unité, la prochaine étape est de créer un nouveau model en cliquant sur l'icône « New Model » ou en utilisant le raccourcis « Ctrl+N ». Une boîte de dialogue intitulée « New Model Initialization » apparaît où trois choix s'offrent à l'utilisateur :



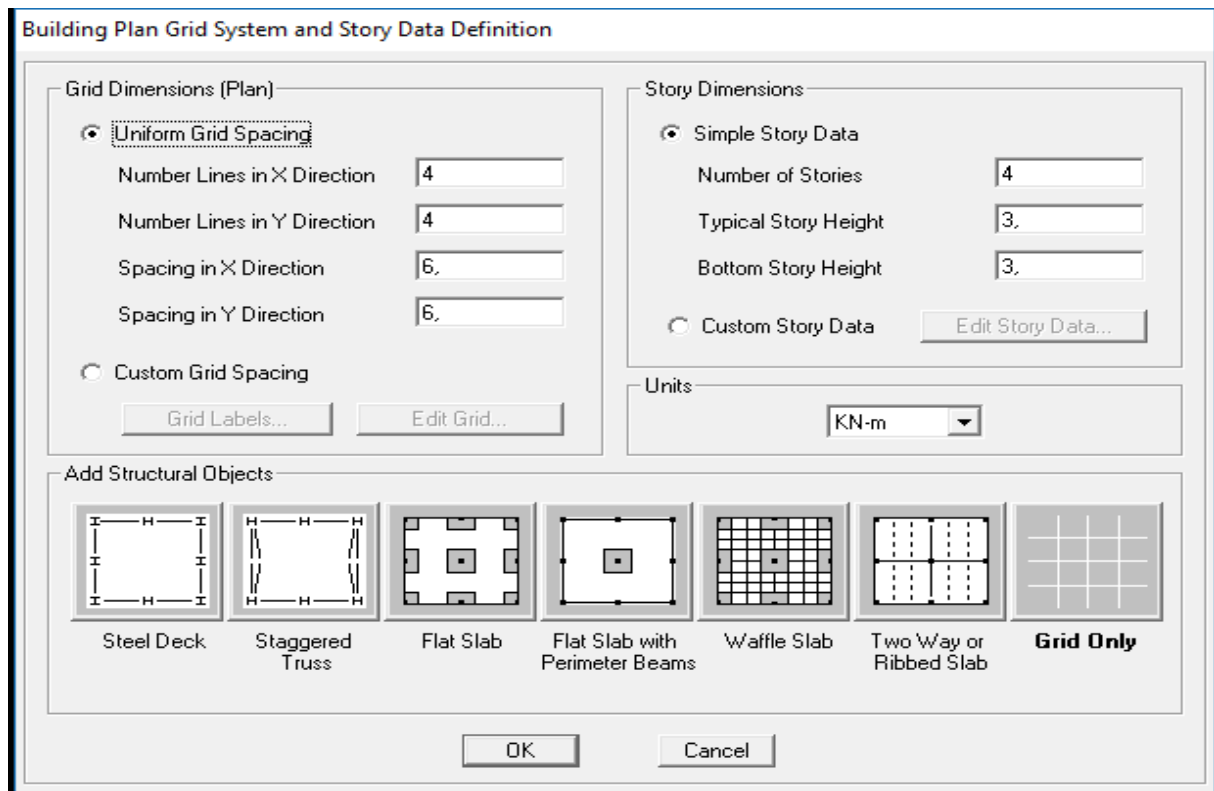
« Choose. edb » : Utilisée afin d'obtenir les caractéristiques des matériaux et les cas de charge d'un model existant.

« Default. edb » : Utilisée pour créer un nouveau fichier par défaut.

« No »: Utilisée pour créer un nouveau fichier vierge.

### **b- Géométrie de base :**

Après avoir cliqué sur l'une des trois cases, une autre boîte de dialogue intitulée « Building Plan Grid System and Story Data Definition » apparaît tel que :



« Number Lines in X Direction » : Nombre de travées (lignes de construction) suivant X.

« Number Lines in Y Direction » : Nombre de travées (lignes de construction) suivant Y.

« Spacing in X Direction » : Espacement (constant) entre les lignes de construction suivant X.

« Spacing in Y Direction » : Espacement (constant) entre les lignes de construction suivant Y.

« Number of Stories »: Nombre d'étages.

« Typical Story Height »: Hauteur (constante) d'étage courant.

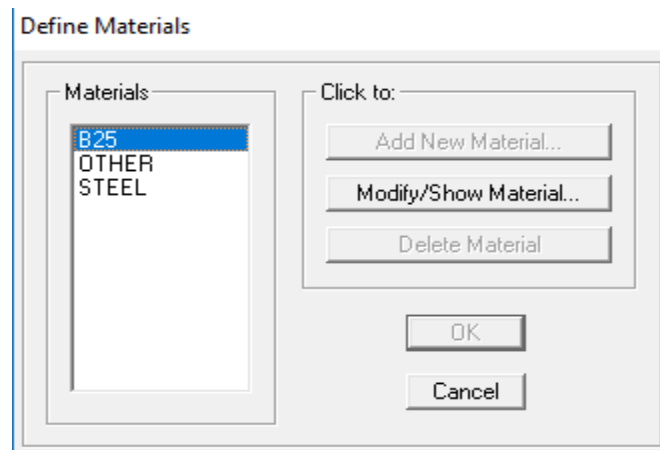
« Bottom Story Height »: Hauteur du RDC

### IV-3-2 :2ème étape : Spécifier les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments

#### ➤ Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux sont définies dans la boîte de dialogue intitulée « Material Property Data ». L'utilisateur peut y accéder soit par le cheminement suivant « Define \_Material properties » ou bien en cliquant sur l'icône « Define Material properties ». La boîte de dialogue « Define Materials » apparaît tel que :

## Chapitre VI : Modélisation



« Add New Material » : Ajouter un autre matériau.

« Modify/Show Material » : Modifier/Afficher les propriétés d'un matériau.

« Delete Material » : Supprimer un matériau.

En sélectionnant « CONC » et en cliquant sur « Modify/Show Material » la boîte de dialogue suivante s'affiche :

« Mass per unit Volume » : Masse par unité de volume (Masse volumique)=  $2.5 \text{ KN/m}^3$ .

« Weight per unit Volume » : Poids par unité de volume (Poids volumique)=  $25 \text{ KN/m}^3$ .

« Module of Elasticity » : Module d'élasticité=  $32164200 \text{ KN/m}^2$ .

« Poisson's Ratio » : Coefficient de poisson.

« Coeff of Thermal Expansion » : Gradient thermique (Par défaut).

« Shear Modulus » : Module de cisaillement (Par défaut).

## Chapitre VI : Modélisation

« Specified Conc Comp Strength,  $f'_c$  » : Résistance du béton à la compression = 25000KN/m<sup>2</sup>.

« Bending Reinf. Yield Stress,  $f_y$  » Résistance de l'acier à la flexion= 400000 KN/m<sup>2</sup>.

« Shear Reinf. Yield Stress,  $f_{ys}$  » Résistance de l'acier au cisaillement= 400000 KN/m<sup>2</sup>.

En sélectionnant « OTHER » et en cliquant sur « Modify/Show Material » la boîte de dialogue suivante s'affiche :

Pour le matériau « OTHER », la masse volumique et le poids volumique sont pris égaux à zéro et les autres paramètres sont laissés par défaut.

**Material Property Data**

<b>Material Name</b>	OTHER	<b>Display Color</b>	
<b>Type of Material</b>	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic	<b>Type of Design</b>	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

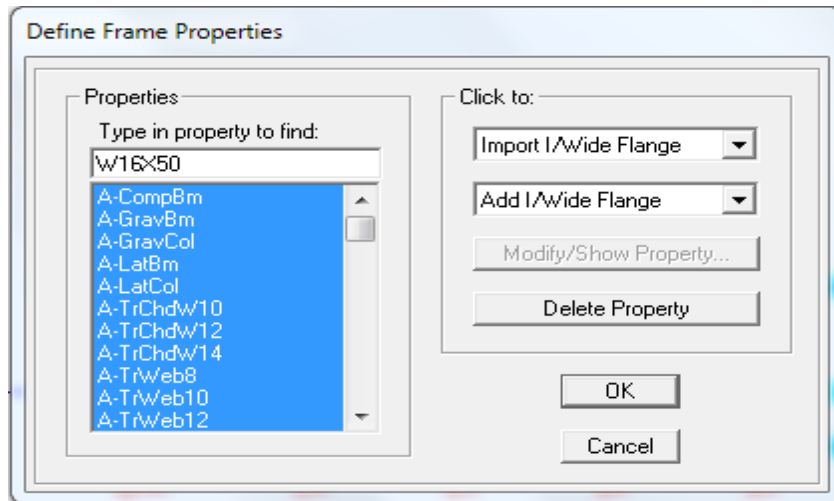
### ❖ Remarque

Le matériau « BETON » est affecté aux poteaux, poutres et voiles, le logiciel calcule automatiquement le poids propre de ces éléments.

Le matériau « OTHER » est affecté aux planchers en corps creux et aux dalles pleines pour éviter de prendre en compte le poids propre du béton qui a déjà été pris en compte lors du calcul des poids propres dans les chapitres précédents (Il est possible d'affecter le matériau « BETON » à ces éléments, mais dans ce cas, il faut soustraire le poids du béton de leurs poids total »).

### ➤ Caractéristiques géométriques des éléments

Les caractéristiques géométriques des poteaux et des poutres sont définies dans la boîte de dialogue intitulée « **Define Frame Properties** ». L'utilisateur peut y accéder soit par le cheminement suivant « **Define \_Frame Sections** » ou bien en cliquant sur l'icône « **Define Frame Sections** ». La boîte de dialogue suivante apparaît :



Pour retrouver facilement les sections ajouter, il est préférable avant de commencer à introduire les nouvelles sections, de sélectionner toutes les sections déjà existantes (Par défaut) et de cliquer sur « Delete Property » pour toutes les supprimer.

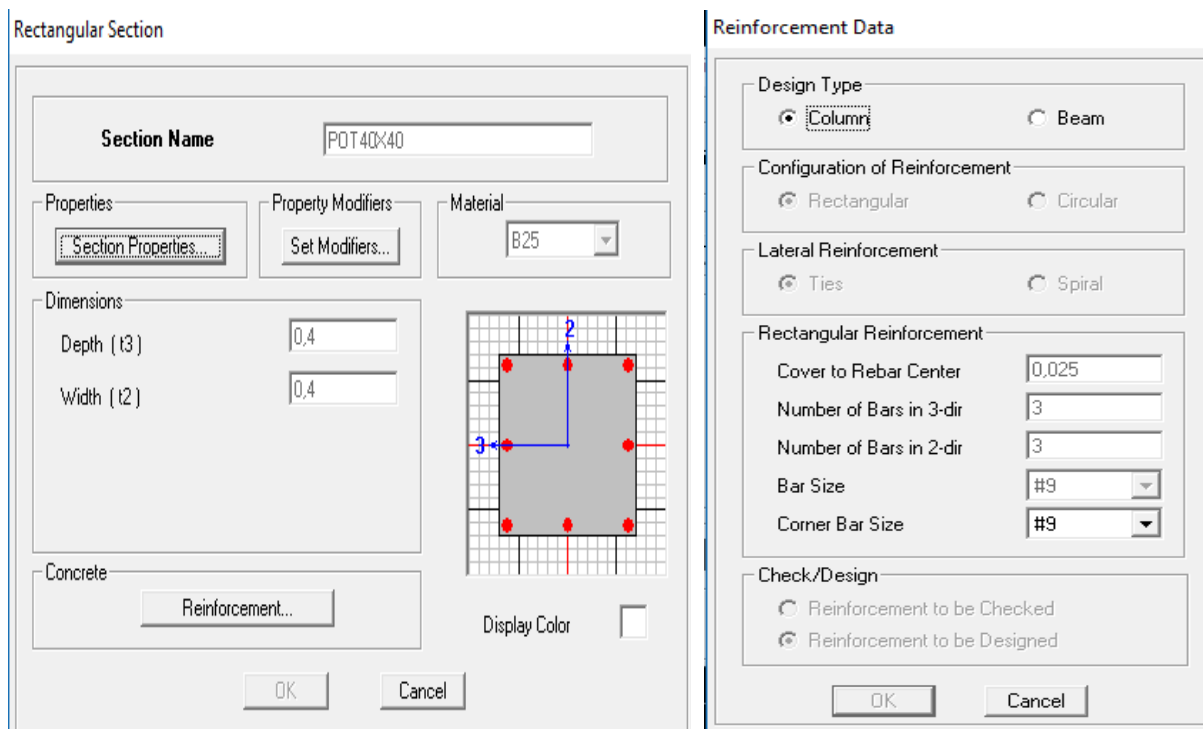
La commande « Import » permet d'importer une section préalablement définie.

La commande « Add » permet d'ajouter une section tel que :

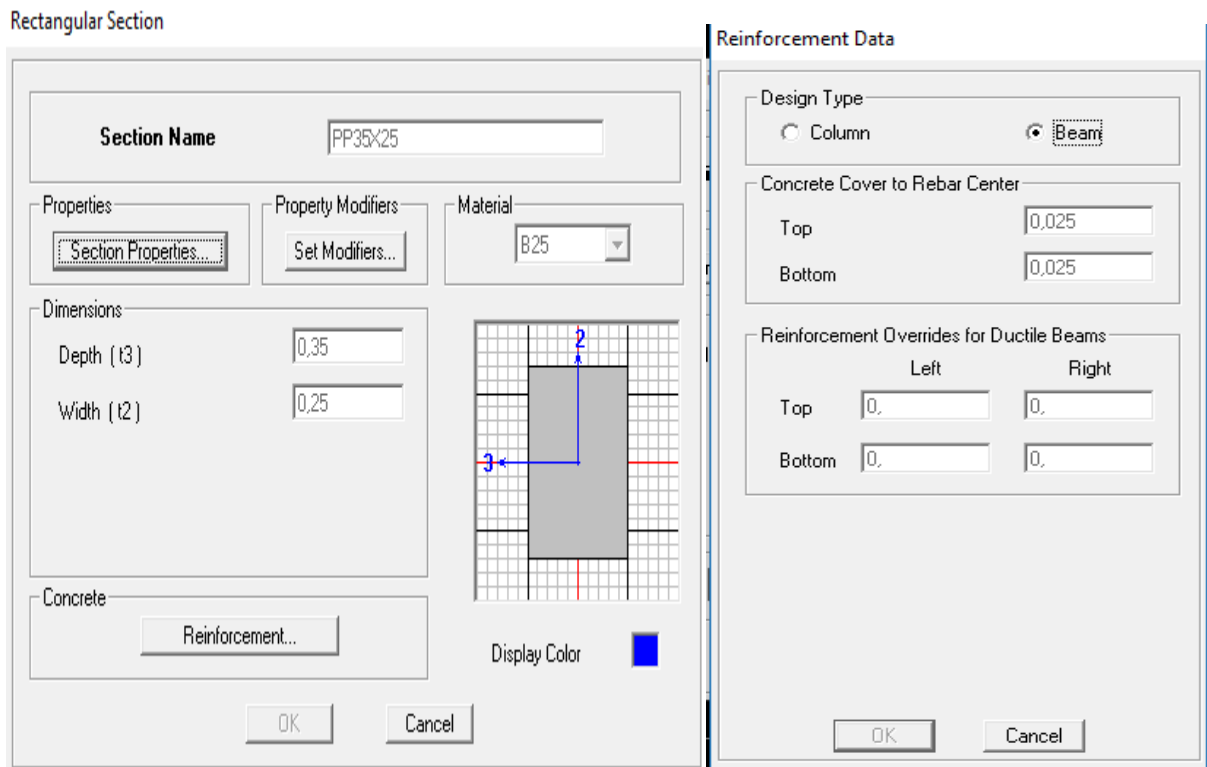
Permet d'ajouter une section rectangulaire (Poteaux et poutres).

## ❖ Exemples

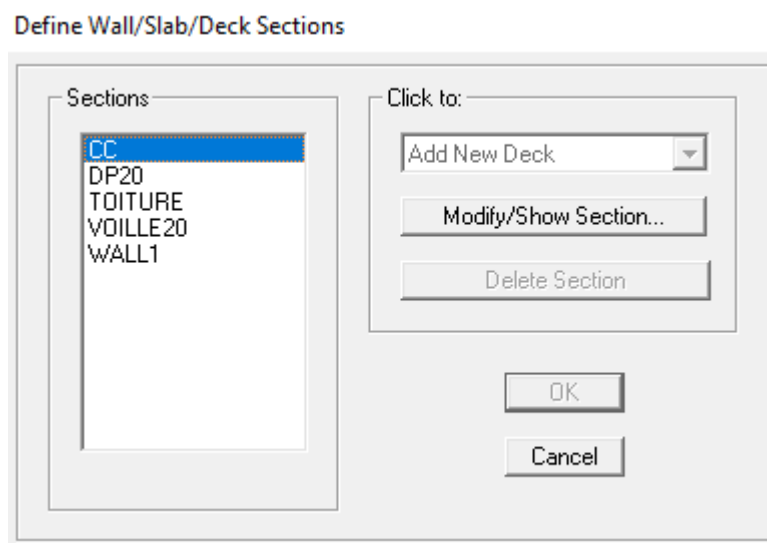
### 1-Poteaux



## 2- Poutres



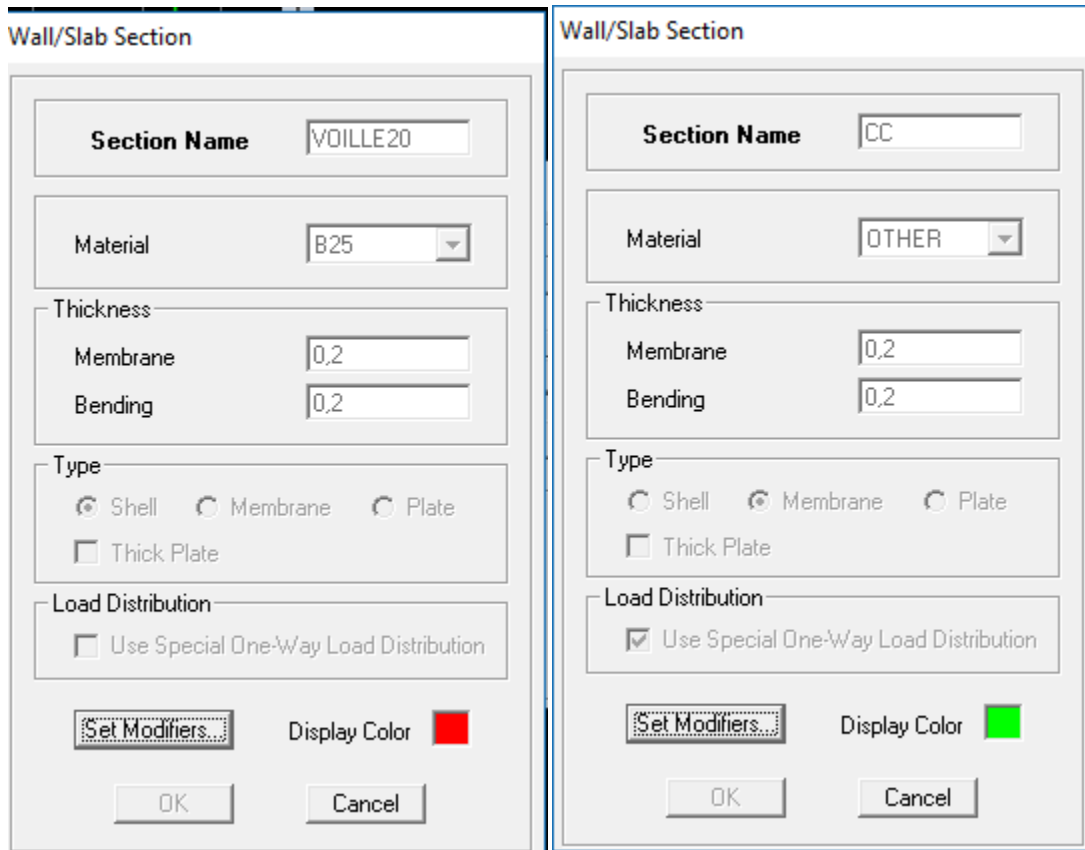
Les caractéristiques géométriques des planchers en corps creux, des dalles pleines et des voiles sont définies dans la boîte de dialogue intitulée « **Define Wall/Slab/Deck Sections** ». L'utilisateur peut y accéder soit par le cheminement suivant « **Define\_Wall/Slab/Deck Sections** » ou bien en cliquant sur l'icône « **Define Wall/Slab/Deck Sections** ». La boîte de dialogue suivante apparaît :



Pour ajouter un élément, il suffit de sélectionner soit « **Add New Wall** » ou « **Add New Slab** » tel que :

### Pour les voiles

### Pour les planchers en corps creux



. L'option « **Use Special One-Way Load Distribution** » permet de choisir le sens de distribution des charges (Sens des poutrelles).

. Cette option permet uniquement la transmission des charges uniformes du corps creux aux poutres principales. Pour les poutres secondaires, il faut les sélectionner et les charger à part tel qu'il suffit de multiplier la charge surfacique (G ou Q) par (0.65) pour les poutres intermédiaires et par (0.65/2) pour les poutres de rives.

### ➤ Affectation des éléments suivant les lignes de construction (Grid lignes)

#### ❖ Les poutres

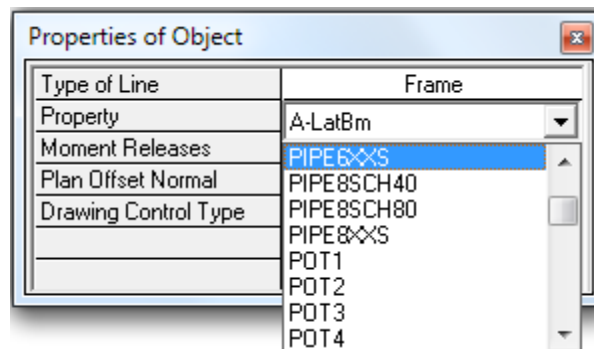
L'affectation des poutres aux lignes de construction se fait en « **Plan View** » (Vue en plan) en utilisant les cheminements suivant « **Draw Draw Line Objects Draw Lines (Plan, Elev, 3D)** » et « **Draw Draw Line Objects Create Lines in Region or at Clicks (Plan, Elev, 3D)** » ou en

## Chapitre VI : Modélisation

utilisant les icônes « **Draw Lines (Plan, Elev, 3D)** » et « **Create Lines in Region or at Clicks (Plan, Elev, 3D)** ».

La différence entre les deux commandes est que, la première, permet de modéliser un élément du point A au point B sans interruption en effectuant un cliqué-glissé. Par contre, la deuxième, permet de modéliser un élément du point A au point B mais en divisant automatiquement celui-ci à chaque intersection de lignes de construction aussi elle permet de modéliser un élément juste en cliquant sur un point quelconque entre deux noeuds

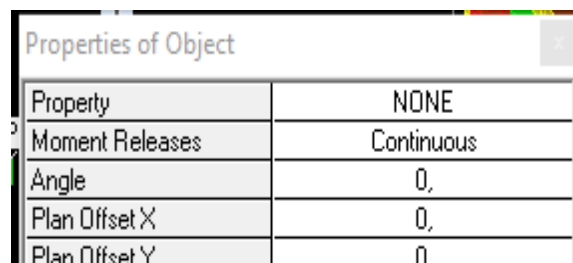
En sélectionnant l'une des deux commandes et avant de commencé l'affectation, il faut au préalable choisir l'élément voulu et ceci dans la liste déroulante de « Property ».



### ❖ Les poteaux

Il existe deux méthodes pour la modélisation des poteaux sur ETABS. La première est celle utilisée pour les poutres sauf que dans ce cas, l'utilisateur doit se mettre en « Elevation View » (Vue en élévation).

La deuxième méthode consiste à se mettre en « Plan View » (Vue en plan) puis utiliser les cheminements suivant « Draw Draw Line Objects Create Columns in Region or at Clicks (Plan) » ou en utilisant l'icône « Create Columns in Region or at Clicks (Plan) ». Cette méthode est plus pratique car elle offre la possibilité de changer l'angle d'orientation des poteaux grâce à l'option « Angle »

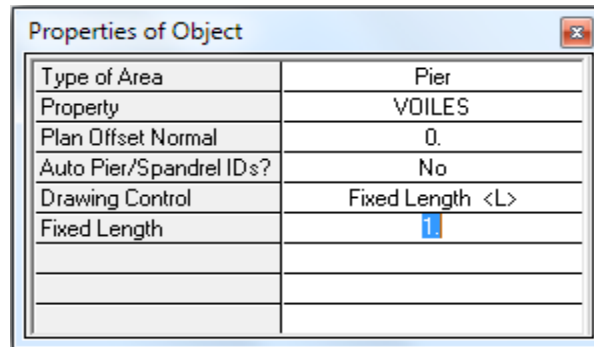


### ❖ Les voiles

Pour modéliser les voile, l'utilisateur doit se mettre en « Elevation View » puit faire comme suit « Draw Draw Area Objects Draw Rectangular Areas (Plan, Elev) » ou utiliser l'icône « Draw Rectangular Areas ». L'autre méthode est de le faire en « Plan View » comme suit « Draw Draw Area Objects Draw Walls (Plan) » ou à l'aide de l'icône « Draw Walls (Plan) ». Cette méthode

## Chapitre VI : Modélisation

est idéale pour modéliser les bouts de voiles car elle permet de fixer des paramètres comme la longueur ou l'angle d'orientation du voile grâce à l'option « Drawing Control »



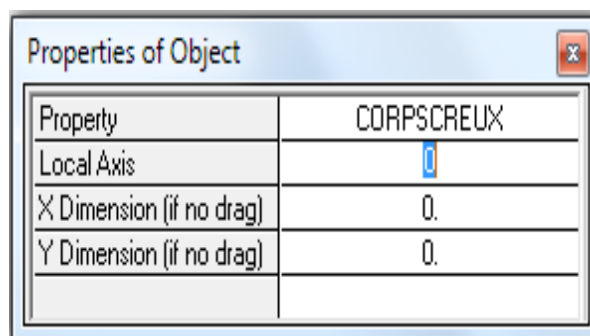
### ❖ Dalles pleines

Pour les dalles rectangulaires, la méthode est la même que celle utiliser pour les voile mais en se mettant sur « **Plan View** ».

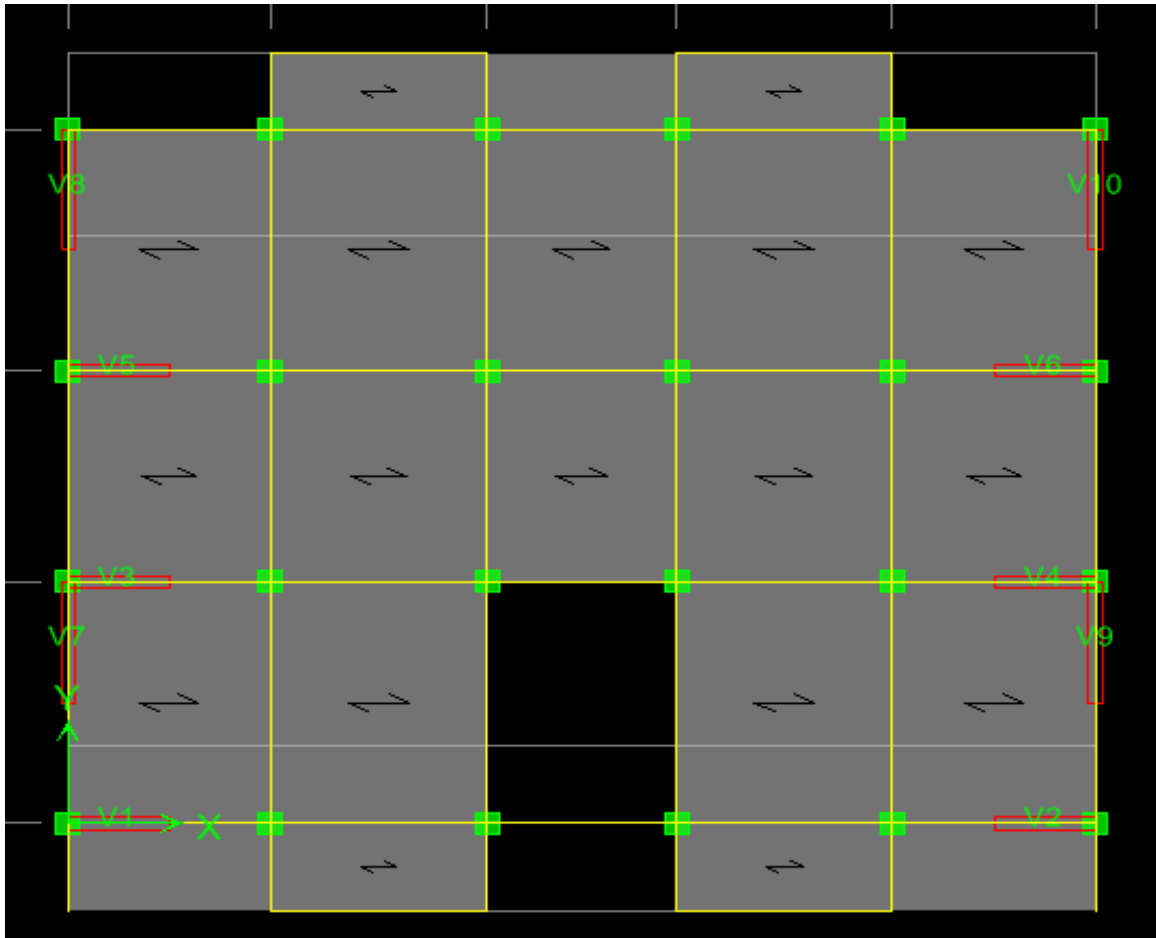
Pour des dalles de forme autre que rectangulaire ou carré, Cette méthode est utilisée « **Draw \_ Draw Area Objects \_ Draw Areas (Plan, Elev, 3D)** ou en utilisant l'icône « **Draw Areas (Plan, Elev, 3D)** ».

### ❖ Plancher en corps creux

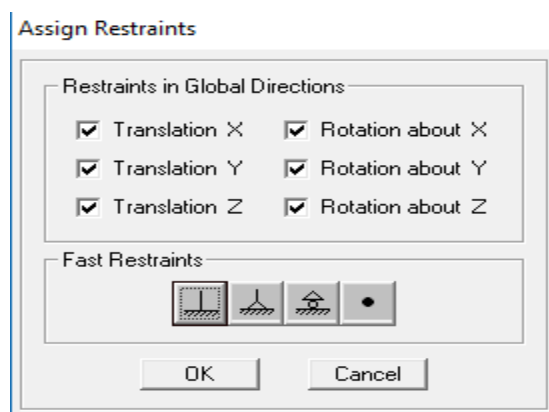
La méthode est la même que celle utiliser pour les dalles pleines rectangulaires. Le sens de distribution des charges (Sens des poutrelles) peut être modifié grâce à l'option « **Local Axis** »



Enfin, on obtient la structure suivante :



Après avoir terminé l'étape de modélisation des différents éléments structuraux, on doit définir les appuis et encasturer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne tout les nœuds à la base et on clique sur le bouton la fenêtre ci-après s'affichera :



On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

### IV-3-3 : 3ème étape : Introduire les charges statiques et dynamiques

#### 1. Charges statiques

##### ❖ Poids propre de la structure

La méthode à suivre afin de tenir compte du poids propre de la structure est la suivante « **Define Static Load Cases** » ou en utilisant l'icône « **Static Load Cases** ». Une boîte de dialogue intitulée « **Define Static Load Case Names** » apparaît tel que les paramètres doivent être définies comme suit :

Define Static Load Case Names

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
G	DEAD	1	
G	DEAD	1	
Q	LIVE	0	

#### Remarque

En introduisant la valeur de 1 dans la case « **Selt Weight Multiplier** », le logiciel prend en compte le poids propre des éléments en le rajoutant automatiquement aux charges permanentes G.

##### ❖ Charges statiques pour les éléments linéaires

Pour introduire ces charges il faut :

- . Sélectionner le ou les éléments linéaires en question (Poutres, poutrelles ...).
- . Choisir le cas de charge.
- . Introduire l'intensité des charges (G et/ou Q).

Plusieurs cas de charges sont disponibles :

#### - Charges concentrées

Pour l'introduction d'une charge concentrée la procédure à suivre est « **Assign Frame/Line Loads Point** » Par la suite, il faut introduire le type de charges (Permanente G ou d'exploitation Q, force ou moment), le point d'application de la charge, son intensité et sa direction.

### - Charges réparties

Pour l'introduction d'une charge répartie la procédure à suivre est « **Assign\_Frame/Line Loads\_Distributed** » Par la suite, il faut introduire le type de charges (Permanente G ou d'exploitation Q, force ou moment), son intensité, sa direction et choisir entre une charge uniforme «**Uniform Load** » et une charge trapézoïdale «**Trapezoidal Loads** ».

### - Charges thermiques

Pour l'introduction d'une charge thermique la procédure à suivre est « **Assign\_Frame/Line Loads\_Temperature** »

### ❖ Charges statiques pour les éléments surfaciques

Pour introduire ces charges il faut :

- . Sélectionner le ou les éléments surfaciques en question (**Dalles pleines, plancher en corps creux ...**).
- . Choisir le cas de charge.
- . Introduire l'intensité des charges (G et/ou Q).

Pour l'introduction d'une charge répartie la procédure à suivre est « **Assign\_Shell/Area Loads\_Uniform** » Par la suite, il faut introduire le type de charges (Permanente G ou d'exploitation Q, force ou moment), son intensité et sa direction.

Pour l'introduction d'une charge thermique la procédure à suivre est « **Assign\_Shell/Area Loads\_Temperature** »

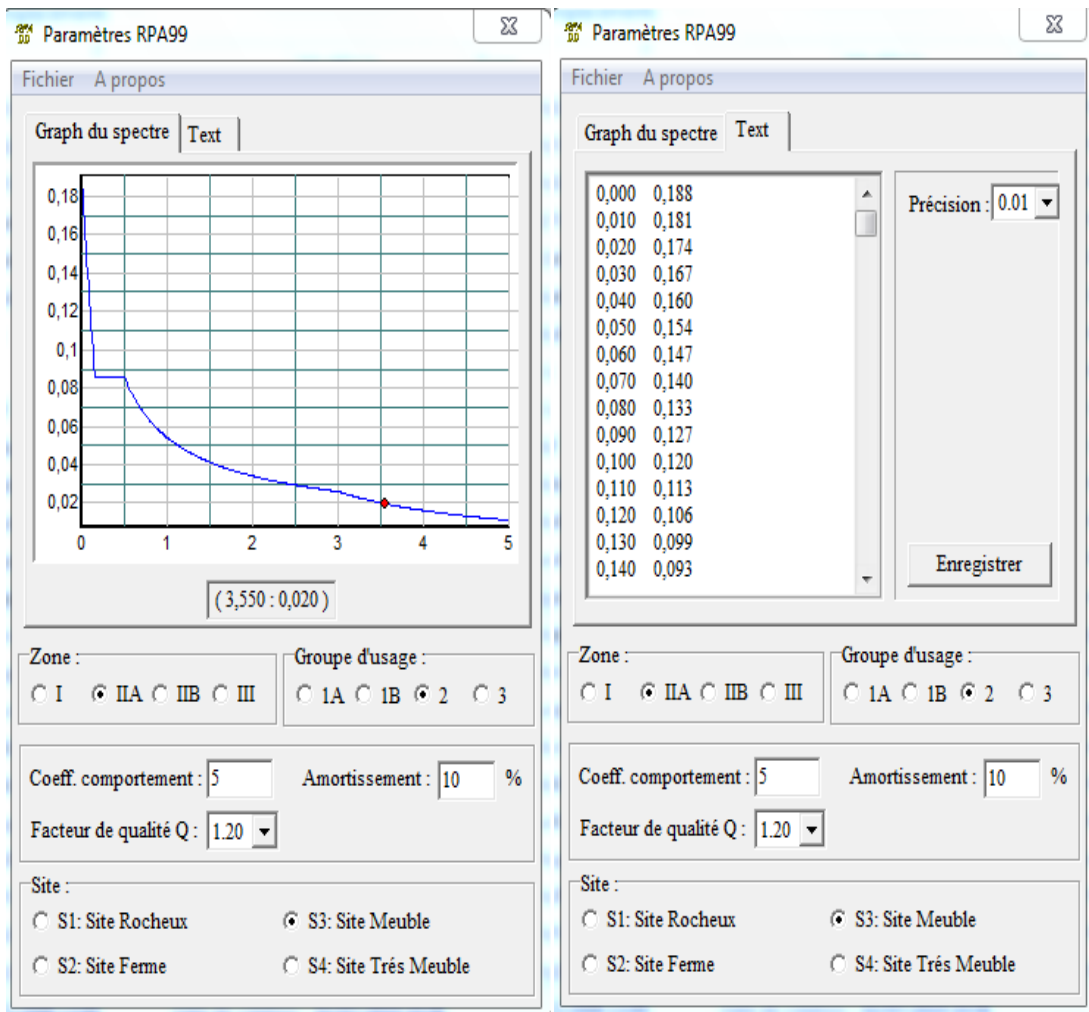
## 2-Charges dynamiques (Sismiques)

L'introduction du chargement dynamique (Sismique) passe par trois principales étapes !

### 1ère étape : Définition du spectre de réponse

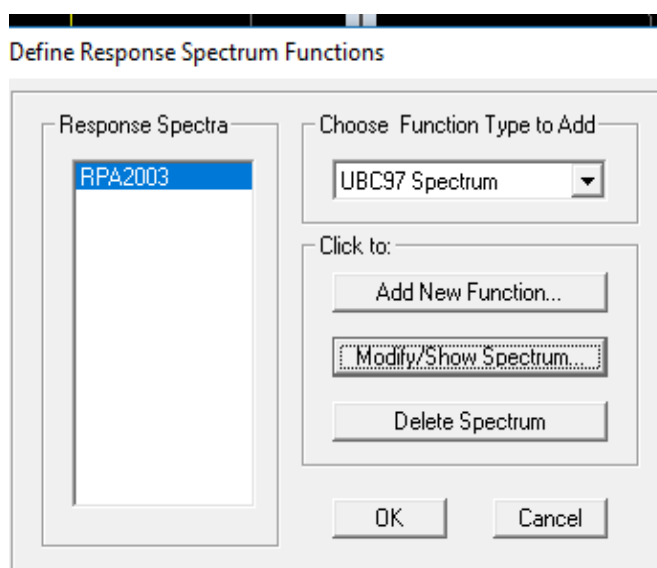
Le spectre de réponse est défini grâce à l'application externe qui permet d'établir ce spectre sous forme de graphique ou de fichier Text en fonction des différents paramètres de la structure (Zone, groupe d'usage, coefficient de comportement, Facteur de qualité Q, Remplissage et Site l'implantation).

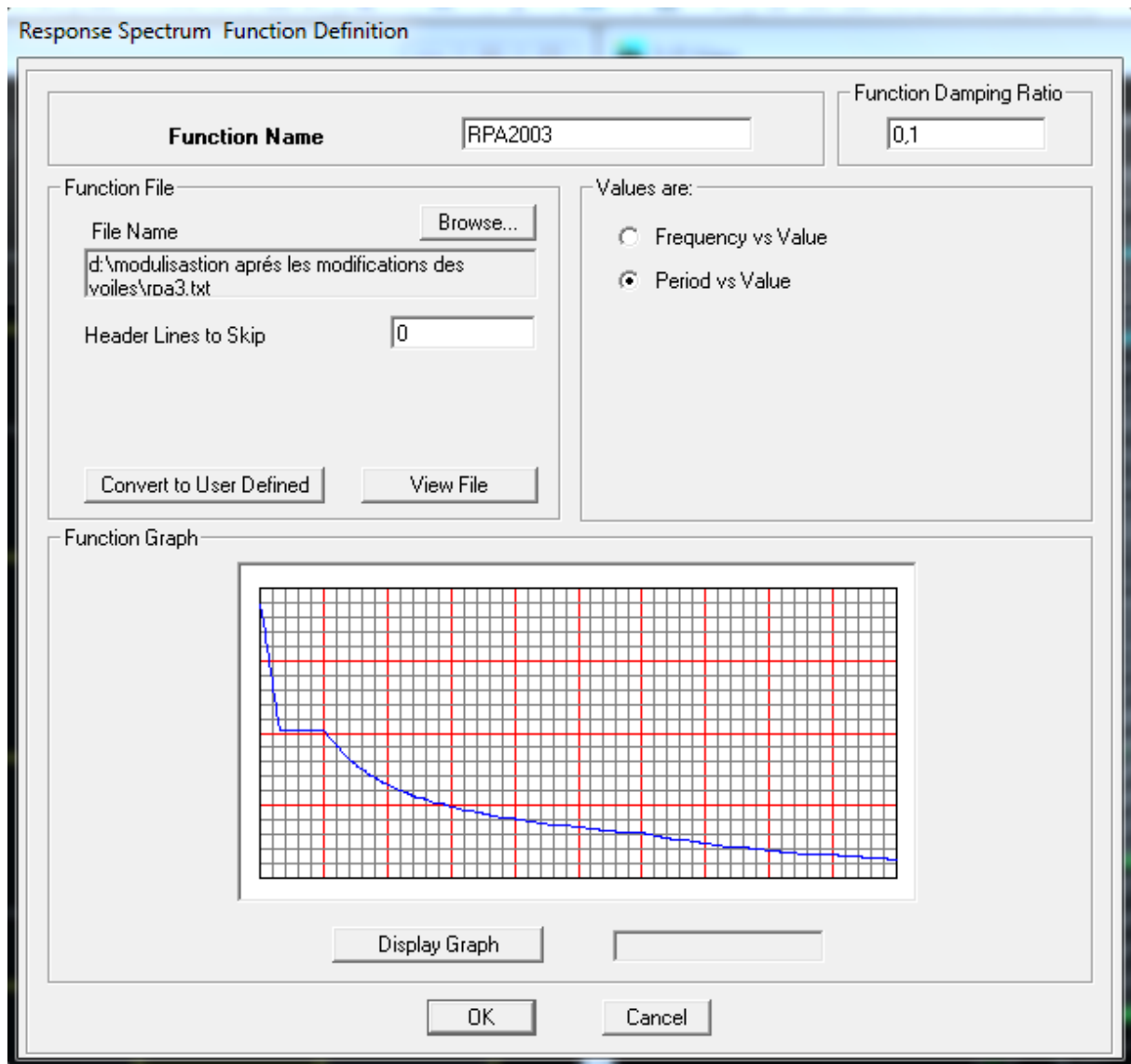
Après avoir été établie, le spectre de réponse est enregistré sous forme de fichier Text pour être importé dans ETABS par la suite.



## 2ème étape : Introduction du spectre

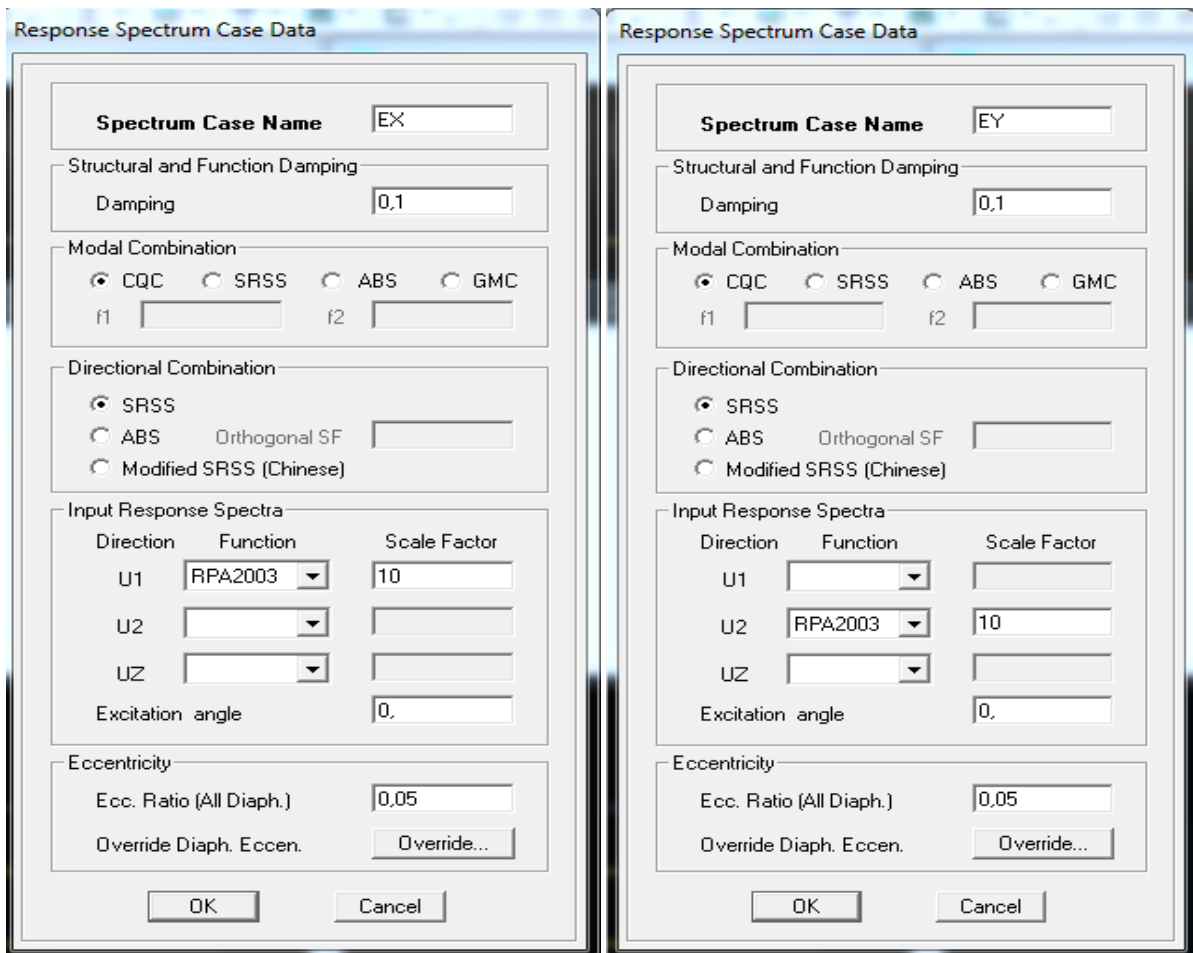
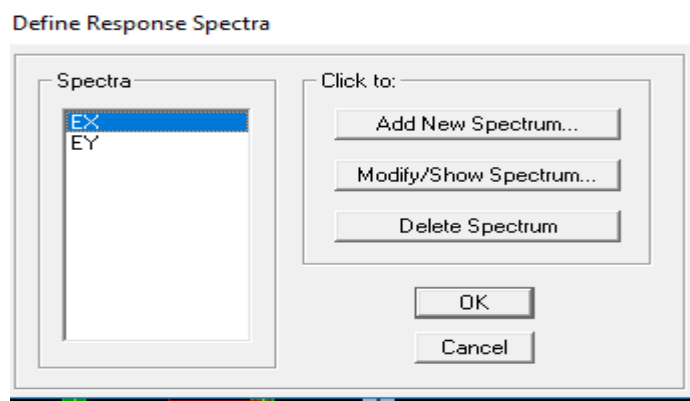
L'introduction du spectre de réponse dans ETABS se fait suivant le cheminement suivant « Define \_Response Spectrum Functions » ou grâce à l'icône « Response Spectrum Functions » tel que les étapes à suivre sont les suivantes :





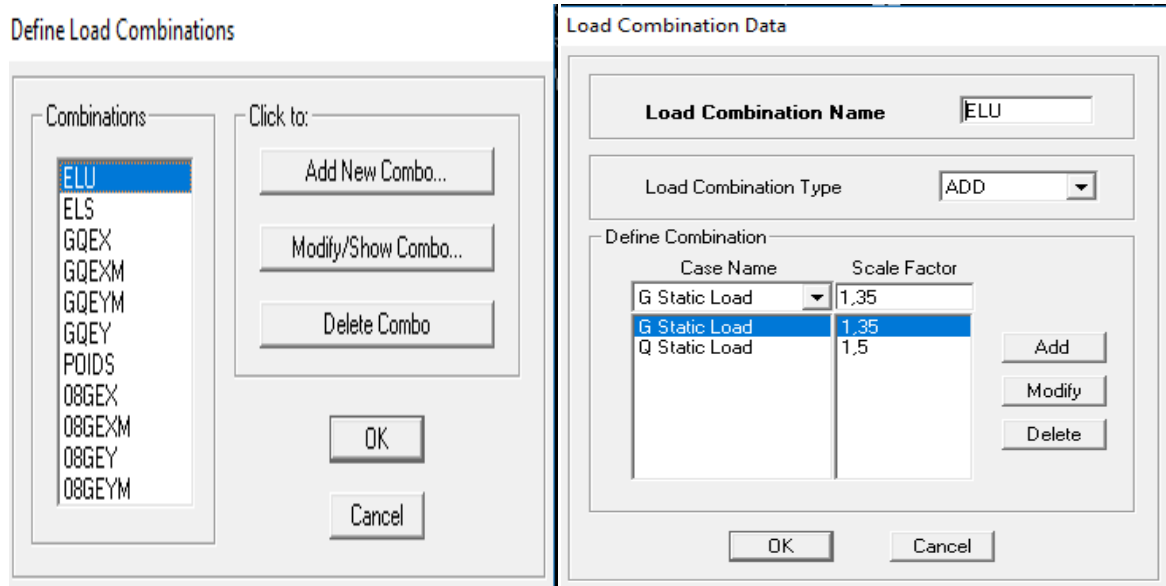
### 3ème étape : Définir la charge sismique

Le séisme est défini par deux composantes horizontales suivant les axes X et Y et une composante verticale suivant l'axe Z (Négligée en Algérie). L'introduction de ces composantes se fait comme suit « **Define\_Response Spectrum Cases** » ou avec l'icône « **Response Spectrum Cases** » tel que les étapes à suivre sont les suivantes :



### 3. Combinaisons de charges

Il faut introduire les combinaisons de charges à l'ELU et l'ELS, les huit combinaisons de l'article 5.2 du RPA 99 et la combinaison poids de l'article 4.2.3 du RPA 99. Pour ce faire, il faut suivre le cheminement suivant « **Define\_Load Combinations** » ou en utilisant l'icône « **Load Combinations** ».



### IV-3-4 :4ème étape : Spécifier les conditions aux limites

#### 1. Appuis

La méthode pour définir le type d'appuis (Appui libre, simple, double ou encastrement) est la suivante :

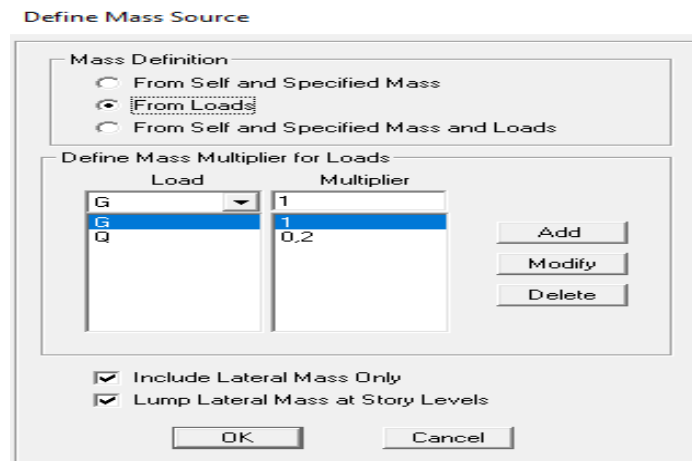
- Sélectionner les noeuds en question.
- « **Assign\_Joint/Point\_Restraints (Supports)** » ou en utilisant l'icône « **Assign Restraints (Supports)** ».

#### ❖ Remarque

Tous les noeuds au niveau de la base doivent être encastrés (Liaison entre les fondations et les poteaux, voiles ...).

#### 2- Diaphragmes

Avant de définir le diaphragme, l'utilisateur doit d'abord spécifier la source de la masse « **Mass source** » pour se faire, la méthode utiliser est la suivante « **Define\_Mass Source** » ou en utilisant l'icône « **Define Mass Source** » Puis :



Le diaphragme est définie grâce aux instructions suivantes « **Define\_Diaphragms** » ou avec l'icône « **Diaphragms** ». Sélectionner ensuite « **Add New Diaphragm** » puis cocher « **Rigid** ». Le logiciel définit automatiquement le « noeud maître ». La dernière étape est de sélectionner tous les autres noeuds du plancher, cliquer sur l'icône « **Diaphragms** », puis sur le diaphragme déjà défini. L'utilisateur visualisera l'apparition de liaisons entre le « noeud maître » et les « noeuds esclaves ».

### IV-3-5 : 5ème étape : Lancer l'analyse

Avant de lancer l'analyse, il y'a lieu de spécifier le nombre de modes, pour se faire, l'utilisateur doit suivre le cheminement suivant « **Analyze\_Set Analysis Options\_Set Dynamic Parameters** » puis entrer le nombre de modes dans la case « **Number of Modes** ». Aussi, dans la boîte de dialogue « **Analysis Options** » cocher « Full 3D » pour une analyse en trois dimensions et « Include P-Delta » pour l'analyse du second ordre P-Delta.

Pour vérifier le model, l'utilisateur doit procéder de la manière suivante « **Analyze\_Check Model** » cocher toutes les cases avant de cliquer sur OK.

Le lancement de l'analyse se fait dans « **Analyze\_Run Analysis** », à l'aide de l'icône « **Run Analysis** » ou avec la touche F5 du clavier.

### IV-3-6-6<sup>ème</sup> : Visualiser les résultats

Voici quelques instructions utiles lors du dimensionnement d'un bâtiment :

- « **Modal Participating mass Ratios** »

Permet de déduire le pourcentage de participation massique ainsi que la période propre de la structure. Pour y accéder, il faut suivre les étapes suivantes :

Display\_Show Tables\_Modal Information\_Building Modes\_Modal Participating Mass Ratios.

- « **Beam Forces** »

Permet de déduire les efforts internes (Moments et efforts tranchants) dans les poutres. Pour y accéder, il faut suivre les étapes suivantes :

Sélectionner les poutres en question \_Display \_Show Tables \_Frame Output \_Table : Beam Forces \_  
Sélectionner les combinaisons d'action voulues dans « Select Cases/Combos » \_  
Cliquer sur OK.

- « **Column Forces** »

Permet de déduire les efforts internes (Efforts normaux, moments et efforts tranchants) dans les poteaux. Pour y accéder, il faut suivre les étapes suivantes :

Sélectionner les poteaux en question \_Display \_Show Tables \_Frame Output \_Table : Column Forces \_  
Sélectionner les combinaisons d'action voulues dans « Select Cases/Combos » \_  
Cliquer sur OK.

- « **Area Element Forces** »

Permet de déduire les efforts internes (Efforts normaux, moments et efforts tranchants) dans les voiles. Pour y accéder, il faut suivre les étapes suivantes :

Sélectionner les voiles en question \_Display \_Show Tables \_Area Forces and Stresses \_Table : Area Element Forces \_  
Sélectionner les combinaisons d'action voulues dans « Select Cases/Combos » \_  
Cliquer sur OK.

- « **Area Element Stresses** »

Permet de déduire les contraintes (normales et tangentielles) dans les voiles. Pour y accéder, il faut suivre les étapes suivantes :

Sélectionner les voiles en question \_Display \_Show Tables \_Area Forces and Stresses \_Table : Area Element Stresses \_  
Sélectionner les combinaisons d'action voulues dans « Select Cases/Combos » \_  
Cliquer sur OK.

- « **Points Displacements** »

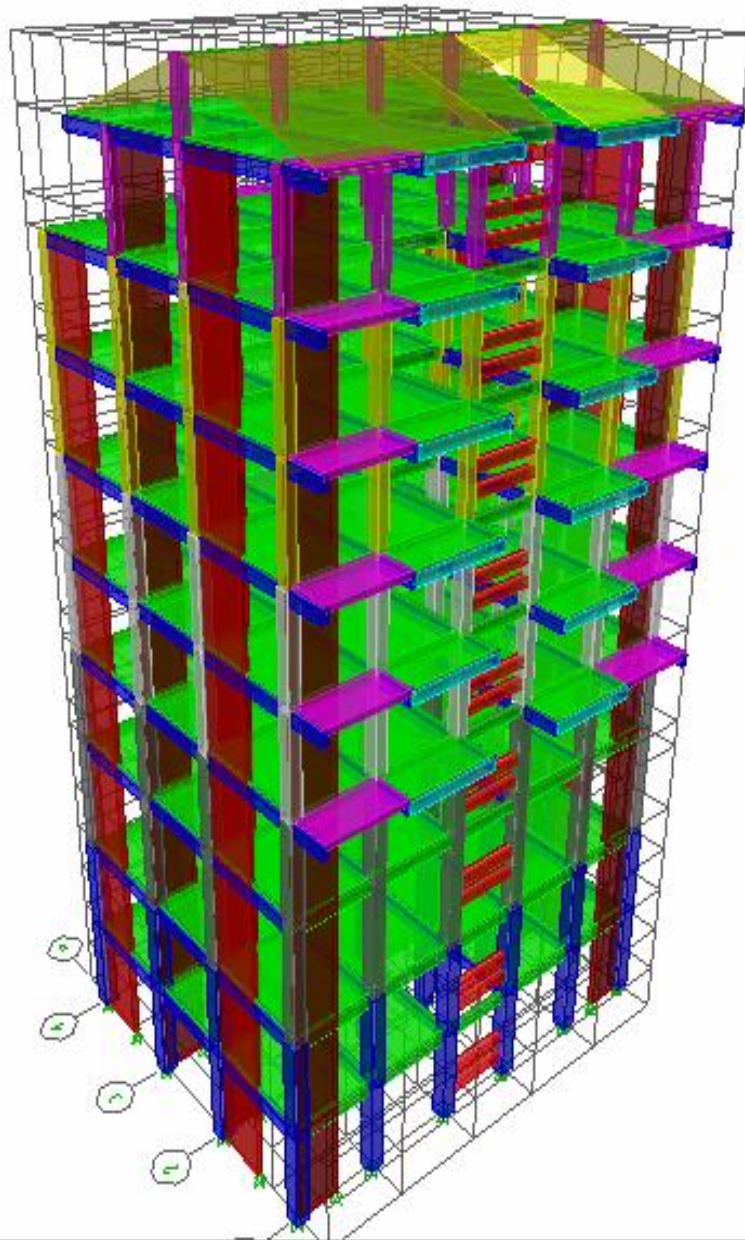
Permet de déduire les déplacements absolus des différents étages. Pour y accéder, il faut suivre les étapes suivantes :

Display \_Show Tables \_Displacements \_Displacements Data \_Table : Point Displacements \_  
Cliquer sur OK.

- « Story Shears »

Permet de déduire le poids propre des différents étages leurs efforts tranchants ainsi que les moments agissant sur ces derniers. Pour y accéder, il faut suivre les étapes suivantes :

Display \_Show Tables \_Building Output \_Table : Story Shears \_Sélectionner le « Ex » et « Ey » pour déduire les efforts tranchants d'étages et la combinaison poids pour déduire le poids de la structure (Dans Story 1 et Bottom).



**FIGURE IV-1 : Vue en 3D de la structure**

# Chapitre V : Vérification de RPA

## Vérification des conditions du RPA :

### V-1 : Introduction :

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA99/version2003 qui sont :

1. La période fondamentale de la structure.
2. Le pourcentage de participation de la masse modale.
3. Justification du système de contreventement.
4. L'effort tranchant à la base.
5. Justification vis-à-vis des déplacements
6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
7. Spécification pour les poteaux.
8. Vérification au renversement.

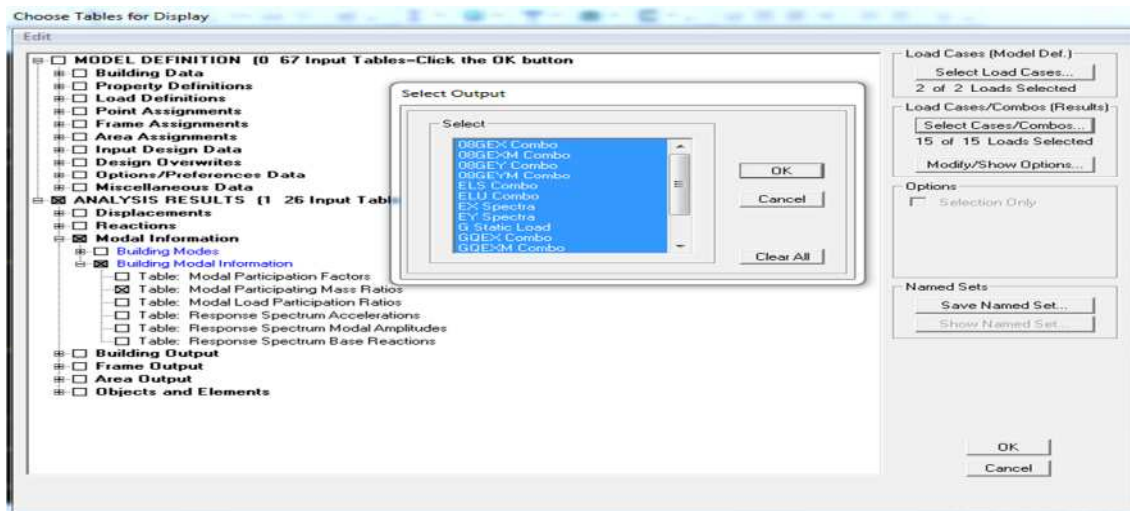
### V-2 : vérification de la période empirique T

#### V-2-1 : Détermination de la période par le logiciel ETABS

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après

*Display* → *show tables* : on aura la fenêtre suivante

*ANALYSIS RESULTS* → *modal information* → *Building Modal Information* → *Modal Participating Mass Ratios* → *ok*



## Chapitre V : Vérification de RPA

Les résultats seront affichés comme suit :

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0,882332	71,6361	0,0000	0,0000	71,6361	0,0000	0,0000	0,0000
	2	0,806354	0,0000	71,8878	0,0000	71,6361	71,8878	0,0000	99,2753
	3	0,660355	0,8732	0,0000	0,0000	72,5093	71,8878	0,0000	0,0000
	4	0,245108	13,0275	0,0000	0,0000	85,5368	71,8878	0,0000	0,0000
	5	0,225117	0,0000	13,0501	0,0000	85,5368	84,9379	0,0000	0,2945
	6	0,183153	0,0007	0,0000	0,0000	85,5374	84,9379	0,0000	0,0000
	7	0,118809	0,0000	2,1376	0,0000	85,5374	87,0755	0,0000	0,1201
	8	0,109538	5,3943	0,0000	0,0000	90,9317	87,0755	0,0000	0,0000
	9	0,095935	0,0105	0,0000	0,0000	90,9422	87,0755	0,0000	0,0000
	10	0,092602	0,0000	4,4039	0,0000	90,9422	91,4794	0,0000	0,1957
	11	0,077616	0,1858	0,0000	0,0000	91,1280	91,4794	0,0000	0,0000
	12	0,072052	1,2512	0,0000	0,0000	92,3792	91,4794	0,0000	0,0000

**Tableau V.1 : tableau la période et les masses participantes**

### V-2-2 : Calcul de la période empirique

$$T = \min \left( C_T h_n^{3/4}, \frac{0,09 h_n}{\sqrt{D}} \right) \text{ (ART 4.24RPA99/version2003)}$$

❖  $h_n$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau  $N$  dans notre cas  $h_n=30,02\text{m}$ .

❖  $C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage [tableau 4-6 du RPA99/version2003].

Dans notre cas  $C_T=0.05$ .

❖  $D$  : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans notre cas  $D_x=15,50\text{m}$  et  $D_y=11,80\text{m}$ .

**Donc :**

❖  $T_1 = 0,05 \times 30,02^{3/4} = 0,64 \text{ s}$

❖  $T_2 = \frac{0,09 \times 30,02}{\sqrt{15,50}} = 0,68\text{s}$

❖  $T_3 = \frac{0,09 \times 30,02}{\sqrt{11,80}} = 0,78 \text{ s}$

$$T_{\text{empirique}} = \min (0,64, 0,68, 0,78) = 0,64\text{s}$$

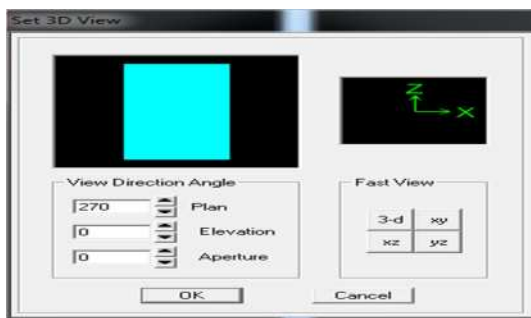


### V-4 : Justification du système de contreventement :

Dans cette étape, on doit déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

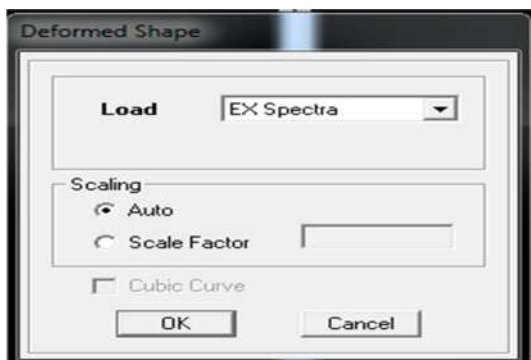
- **Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :**

View→set 3D view → une fenêtre apparaît on sélectionne xz on met 0 pour Aperture



#### 1. Sens X-X :

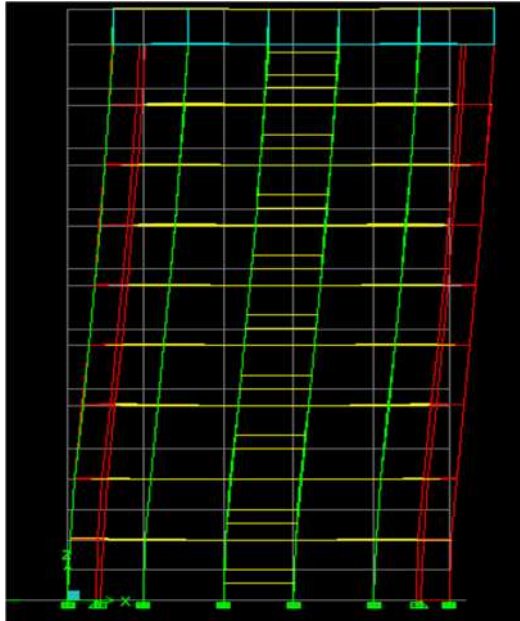
Ensuite →display →show deformed shape → on sélectionne la combinaison Ex .



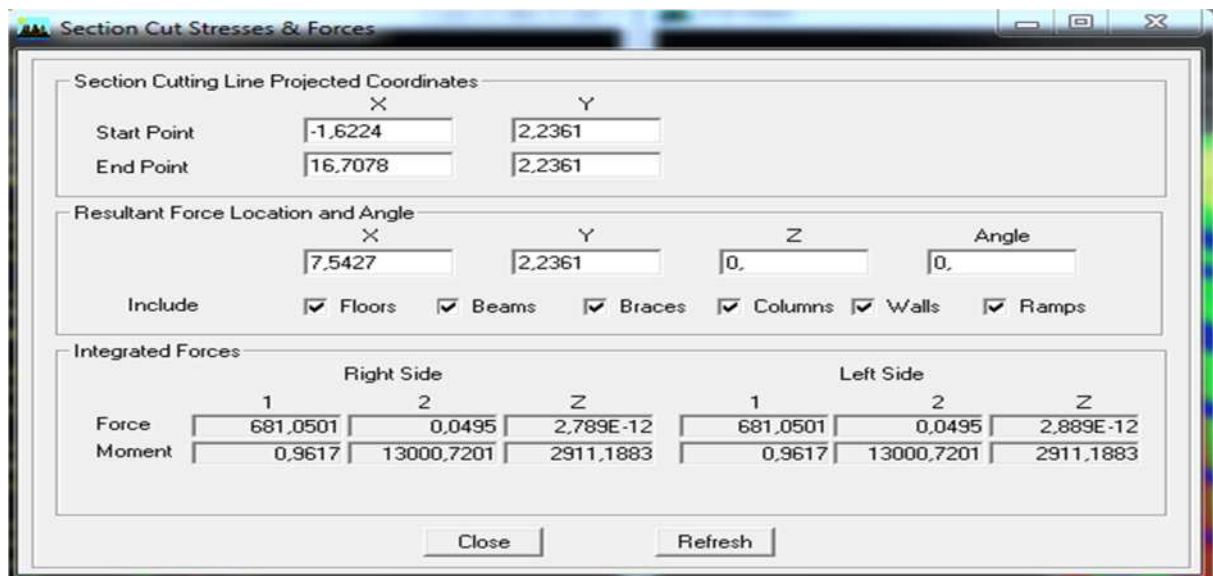
Ensuite draw →draw section cut

→on dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure a la base comme suit

## Chapitre V : Vérification de RPA

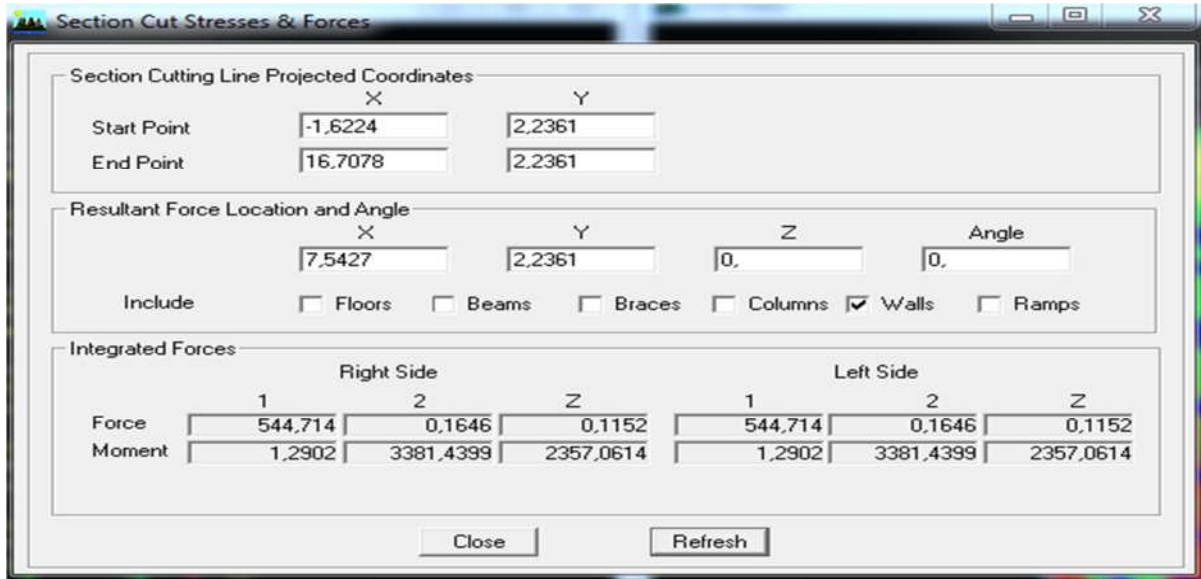


Après on obtient cette fenêtre accompagnée Just a coté



Pour avoir les efforts repris par les voiles on décoche **floors Beams Braces Columns Ramps** et on clic sur refresh on aura une nouvelle valeur dans force case 1 ainsi :

## Chapitre V : Vérification de RPA



On a 681,0501  $\longrightarrow$  100%

544.714  $\longrightarrow$  X

X : Etant le % des efforts repris par les voiles

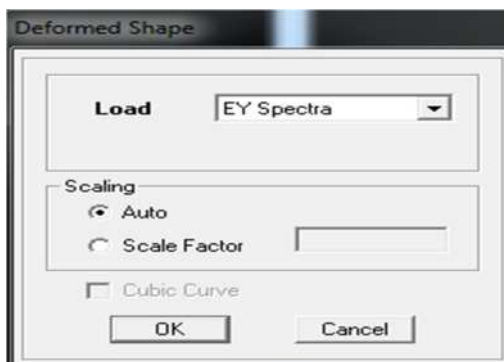
Donc

- ❖ Effort repris par les voiles=**79,98%**
- ❖ Effort repris par les portiques=**20,02%**

$$X = \frac{681,0501 \times 100}{544.714} = 79,98\%$$

### 2. Sens Y-Y :

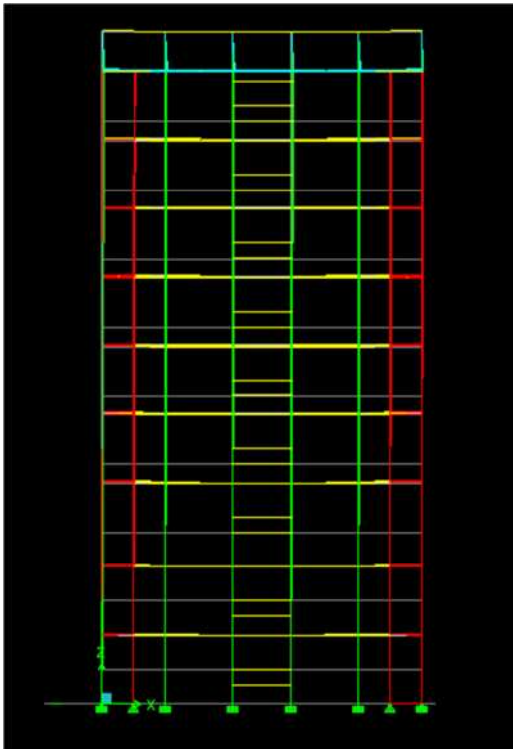
display  $\longrightarrow$  show deformed shape  $\longrightarrow$  on sélectionne la combinaison Ey



## Chapitre V : Vérification de RPA

Ensuite **draw** → **draw section cut**

→ on dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure a la base et on obtient cette fenêtre



Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1,4506	2,4652
End Point	18,5409	2,4652

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8,5452	2,4652	0,	0,

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,0496	718,6372	6,255E-12	0,0496	718,6372	5,195E-12
Moment	13860,0538	1,0042	1385,5322	13860,0538	1,0042	1385,5322

Close Refresh

Pour avoir les efforts repris par les voiles on décoche **floors Beams Braces Columns Ramps** et on clic sur refresh on aura une nouvelle valeur dans force case 2 ainsi :

## Chapitre V : Vérification de RPA

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1,4506	2,4652
End Point	18,5409	2,4652

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8,5452	2,4652	0,	0,

Include:  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1,1467	577,3584	1271,6723	1,1467	577,3584	1271,6723
Moment	846,3548	2441,9194	1151,5945	846,3548	2441,9194	1151,5945

Buttons: Close, Refresh

On a 718,6372  $\longrightarrow$  100%  
 577,3584  $\longrightarrow$  X

$$X = \frac{718,6372 \times 100}{577,3584} = 80,34\%$$

Donc :

- ❖ Effort repris par les voiles=80.34%
- ❖ Effort repris par les portiques=19.66%

➤ **Les efforts verticaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :**

### 1. Sens Z-Z :

display  $\rightarrow$  show deformed shape  $\rightarrow$  on sélectionne la combinaison ELU

Deformed Shape

Load: ELU Combo

Scaling:  Auto  Scale Factor

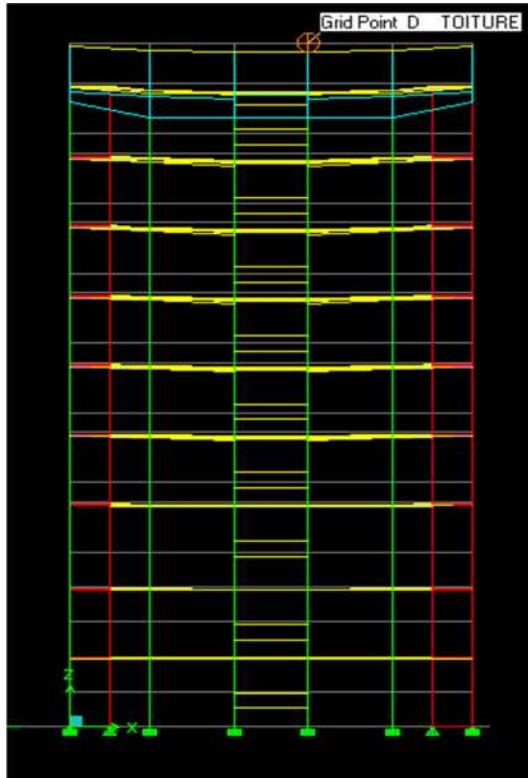
Cubic Curve

Buttons: OK, Cancel

## Chapitre V : Vérification de RPA

En suite **draw** → **draw section cut**

→ on dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure a la base



On obtient le tableau suivant :

**Section Cutting Line Projected Coordinates**

	X	Y
Start Point	-1,6797	2,2361
End Point	16,3641	2,2361

**Resultant Force Location and Angle**

	X	Y	Z	Angle
	7,3422	2,2361	0,	0,

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

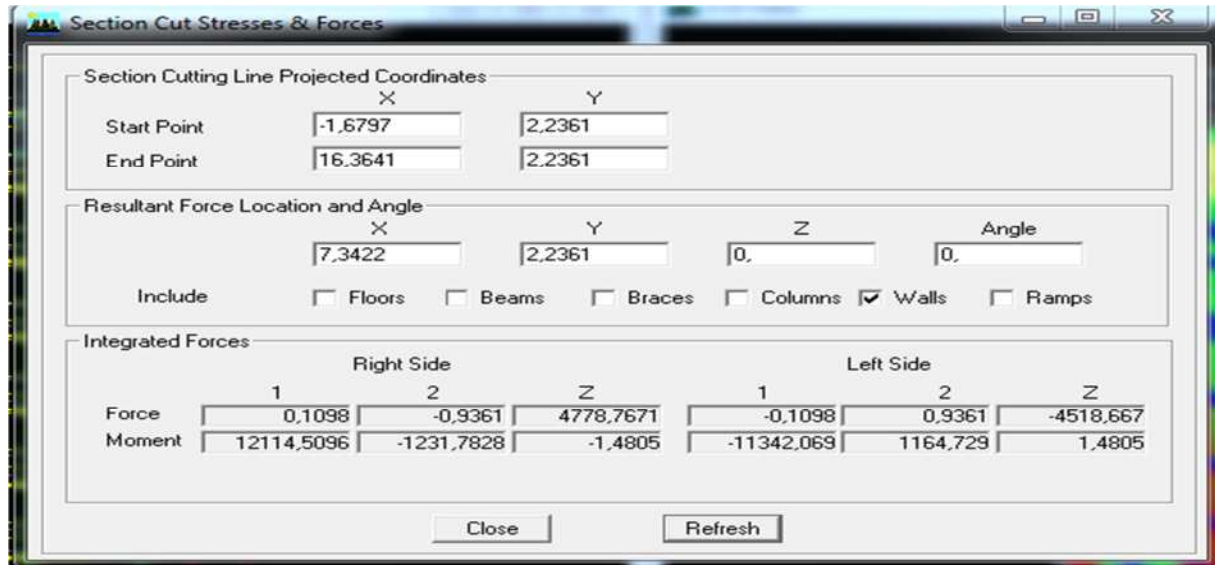
**Integrated Forces**

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	3,371E-11	5,096E-09	18562,8205	-3,374E-11	-5,097E-09	-17843,721
Moment	55135,606	-4785,495	-5,885E-09	-52750,29	4600,1112	5,885E-09

Close Refresh

Pour avoir les efforts repris par les voiles on décoche **floors Beams Braces Columns Ramps** et on clic sur refresh on aura une nouvelle valeur dans force case 23ainsi :

## Chapitre V : Vérification de RPA



On a 18562.8205  $\longrightarrow$  100%  
 4778.7671  $\longrightarrow$  X

$$X = \frac{18562.8205 \times 100}{4778.7671} = 25.74\%$$

Donc :

Effort repris par les voiles=25.74%

Effort repris par les portiques=74.26%

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
<b>A</b>	<b><u>Béton armé</u></b>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

**Tableau V-2 : Valeurs du coefficient de comportement R**

## Chapitre V : Vérification de RPA

On remarque que la majorité des efforts verticaux sont repris par les voiles  $\geq 20\%$  et la majorité des efforts horizontaux sont repris également par les voiles  $\geq 75$

Selon les résultats trouvés et le **tableau 4.3 du RPA**, On déduit que notre structure est une structure portiques-voiles contreventée par voiles porteurs

Donc **R=3.5**

### V-5 : Vérification de l'effort tranchant à la base :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (\text{Formule 4-1 .article 4.2.3 RPA99/version 2003})$$

Avec :

- ❖ A : coefficient d'accélération donne par le tableau des règles R P A en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.
- ❖ R: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,
- ❖ D: facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.
- ❖ Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux.....etc.).
- ❖ W : poids de la structure.

#### V-5-1 : Calcule des paramètres A.D.R.Q .W

- i. **A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le tableau 4.1 de RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique II-a} \end{array} \right\} \mathbf{A=0.15}$$

ii. **Calcul du facteur d'amplification dynamique D :**

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \cdot \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad (4.2 \text{ RPA99/2003})$$

## Chapitre V : Vérification de RPA

---

$$\left. \begin{array}{l} T_1 : 0.15 \\ T_2 : 0.5 \end{array} \right\} \text{ site meuble S3}$$

$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad (4.3 \text{ RPA99/2003})$$

Où  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons un contreventement voiles donc on prend :  $\xi = 10\%$

$$\eta = 0.76 > 0.7$$

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad (4.2 \text{ RPA99/2003})$$

**On Remarque que :**

$$T = 0.832 \text{ s} > 3 \text{ s}$$

**D'où**

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} = 2.5 \times 0.76 \left(\frac{0.5}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{0.832}\right)^{5/3} = 4.87$$

### iii. Calcul du facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$$

$p_q$  : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité ( $q$ ) est satisfait ou non.

## Chapitre V : Vérification de RPA

---

**Sens X-X :**

<i>Critère q</i>	<i>observé</i>	<i>p<sub>q</sub></i>
1-condition minimale sur les files de Contreventement	oui	0
2-redondance en plan	oui	0
3-régularité en plan	oui	0
4-régularité en élévation	oui	0
5-contrôle de la qualité des matériaux	oui	0
6-contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0

**Sens Y-Y :**

<i>Critère q</i>	<i>observé</i>	<i>p<sub>q</sub></i>
1-condition minimale sur les files de Contreventement	oui	0
2-redondance en plan	oui	0
3-régularité en plan	oui	0
4-régularité en élévation	oui	0
5-contrôle de la qualité des matériaux	oui	0
6-contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0

**Selon X-X :**

$$Q_x = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 = 1$$

**Selon Y-Y :**

$$Q_y = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 = 1$$

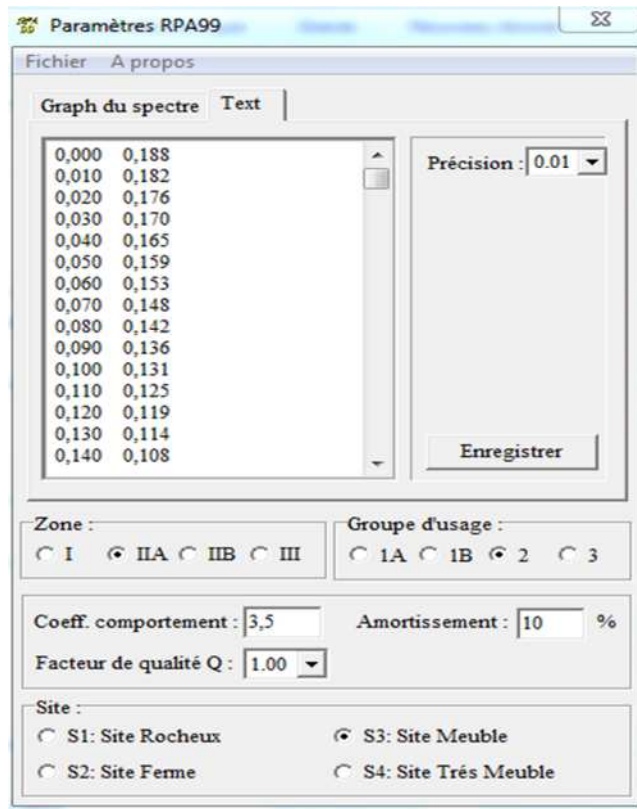
Donc :  $Q = 1.00$  (la plus défavorable dans le spectre de réponse).

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	<b>0,15</b>
Facteur d'amplification dynamique D	<b>4,87</b>
Facteur de qualité Q	<b>1</b>
Coefficient de comportement R	<b>3,5</b>

**Tableau V-3 : récapitulatif des résultats**

## Chapitre V : Vérification de RPA

Ce qui nous amène à changer le spectre et l'introduire dans ETABS, puis refaire l'analyse



#### iv. Détermination du poids de la structure $W$ :

Pour chaque niveau «  $i$  » on aura :  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$  d'où  $W_T = \sum_1^7 W_i$

$W_{Gi}$  : Le poids de niveau  $i$  revenant à la charge permanente.

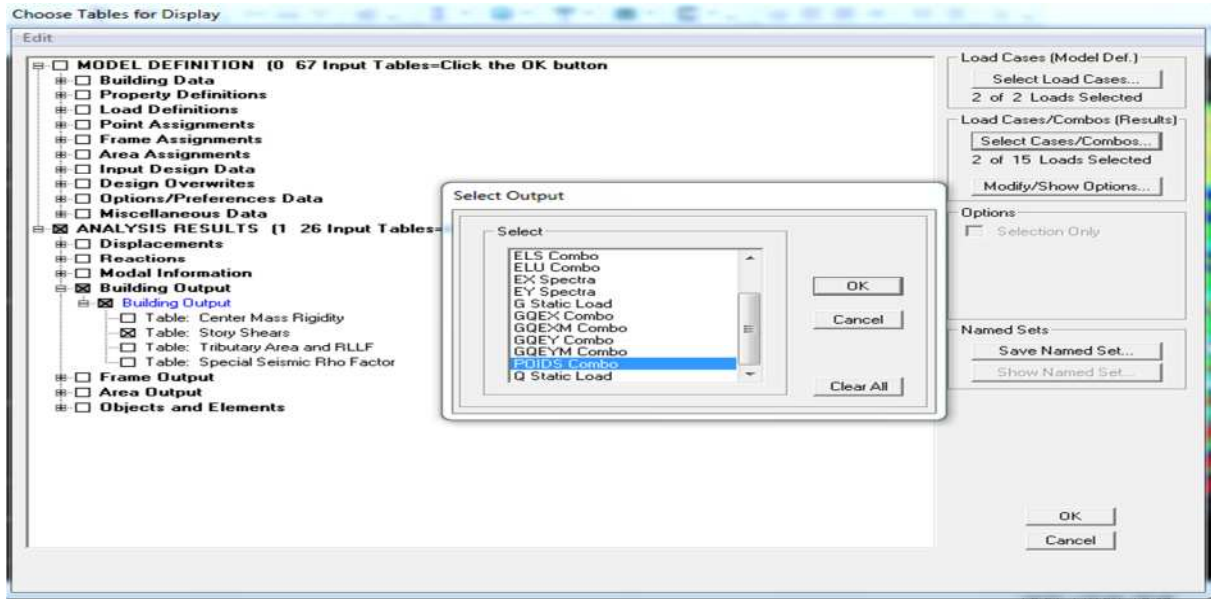
$W_{Qi}$  : Le poids de niveau  $i$  revenant à la charge d'exploitation.

$\beta=0,20$  (Bâtiment d'habitation, bureau ou assimilés) est donné par le tableau 4-5 du RPA99,

Le poids de la structure est donné par le logiciel ETABS en procédant par les étapes suivantes :

**Display** → **show tables** : on aura la fenêtre suivante

## Chapitre V : Vérification de RPA



On selection **building output Table: story shears** et on choisit **POIDS Combo**

On aura Ce tableau:

On choisit la valeur du sous sol 1 Bottom

Donc: **W=18675.18KN**

### V-5-2 : Calcul de l'effort tranchant à la base :

$$V_X = \frac{A \times D \times Q_x}{R} \times W_t = \frac{0.15 \times 4,87 \times 1}{3.5} \times 18675.18 \longrightarrow V_X = 3897.77KN$$

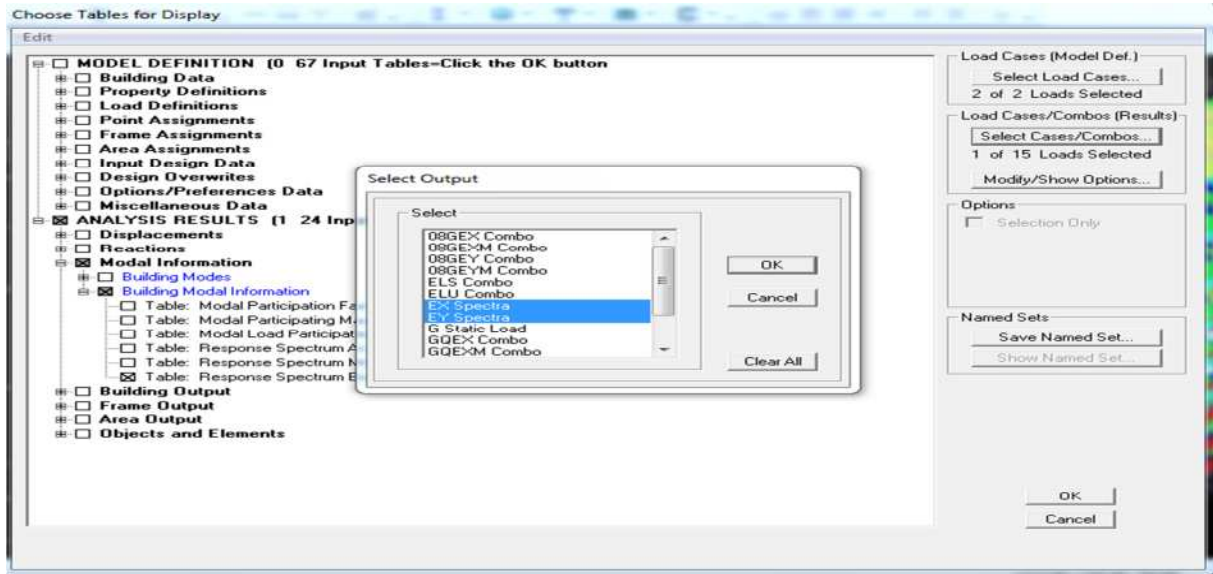
$$V_Y = \frac{A \times D \times Q_y}{R} \times W_t = \frac{0.15 \times 4,87 \times 1}{3.5} \times 18675.18 \longrightarrow V_Y = 3897.77KN$$

### V-5-3 : Vérification:

En procédant par les étapes suivantes :

**Display → show tables** : on aura la fenêtre suivante

## Chapitre V : Vérification de RPA



On selection **building modal information** → **table: response spectrum base reactions**

et on choisit **EX spectra** et **EY spectra**

En cliquant sur ok, on aura le tableau suivant:

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	10	U1	0,00	0,01	0,00	-0,032	0,000	0,067
EX	11	U1	4,88	0,00	0,00	0,052	10,020	-45,91
EX	12	U1	33,65	0,00	0,00	-0,015	66,872	-184,8
EX	All	All	970,94	0,06	0,00	1,176	18592,258	4961,6
EY	1	U2	0,09	0,00	0,00	0,000	1,878	-0,47
EY	2	U2	-0,12	979,54	0,00	-19791,045	-2,455	7444,9
EY	3	U2	0,02	0,00	0,00	-0,001	0,540	0,003
EY	4	U2	0,03	0,00	0,00	0,000	0,060	-0,15
EY	5	U2	-0,02	243,90	0,00	-629,904	-0,022	1853,7
EY	6	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	-0,017	0,026
EY	7	U2	0,01	46,89	0,00	-191,095	0,017	356,35
EY	8	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,005	-0,004
EY	9	U2	-0,01	0,00	0,00	-0,001	-0,025	-0,001
EY	10	U2	0,01	108,69	0,00	-393,935	0,009	826,01
EY	11	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	-0,007	0,031
EY	12	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	-0,006	0,017
EY	All	All	0,06	1024,98	0,00	19821,753	1,231	7789,8

**Sens x-x**

$$V_x \text{ logiciel} = 970,94 \text{ KN} < 0,8 \times 3897,77 = \mathbf{3118,21KN}$$

**Sens y-y**

$$V_y \text{ logiciel} = 1024,98 \text{ KN} < 0,8 \times 3897,77 = \mathbf{3118,21KN}$$

## Chapitre V : Vérification de RPA

### Conclusion :

L'effort tranchant à la base n'est pas vérifié on doit multiplier le 9.81 de E par le rapport 0.8 V/Vt. Et on obtient les nouvelles valeurs de l'effort tranchant qui sont données dans le tableau qui suit :

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	EX	10	U1	0,00	0,03	0,00	-0,103	0,000	0,217
	EX	11	U1	15,72	-0,01	0,00	0,168	32,263	-147,8
	EX	12	U1	108,35	-0,01	0,00	-0,048	215,328	-595,2
	EX	All	All	3117,34	0,23	0,00	4,427	59791,162	15940,5
	EY	1	U2	0,29	0,00	0,00	-0,001	5,728	-1,44
	EY	2	U2	-0,35	2987,60	0,00	-60362,688	-7,487	22707,1
	EY	3	U2	0,07	0,00	0,00	-0,003	1,647	0,009
	EY	4	U2	0,08	0,00	0,00	0,000	0,182	-0,48
	EY	5	U2	-0,07	743,90	0,00	-1921,206	-0,069	5653,9
	EY	6	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	-0,050	0,079
	EY	7	U2	0,02	143,01	0,00	-582,840	0,051	1086,8
	EY	8	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,015	-0,01
	EY	9	U2	-0,02	0,00	0,00	-0,002	-0,077	-0,00
	EY	10	U2	0,03	331,52	0,00	-1201,502	0,028	2519,3
	EY	11	U2	-0,01	0,00	0,00	0,000	-0,021	0,096
	EY	12	U2	-0,01	0,00	0,00	0,000	-0,019	0,051
	EY	All	All	0,22	3119,57	0,00	60443,527	4,378	23708,8

### V-6 : Justification vis-à-vis des déplacements

#### V-6-1 : Vérification des déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \quad (\text{formule 4-19 de RPA})$$

$\delta_{eK}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement.

**Le déplacement relatif** au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 99}).$$

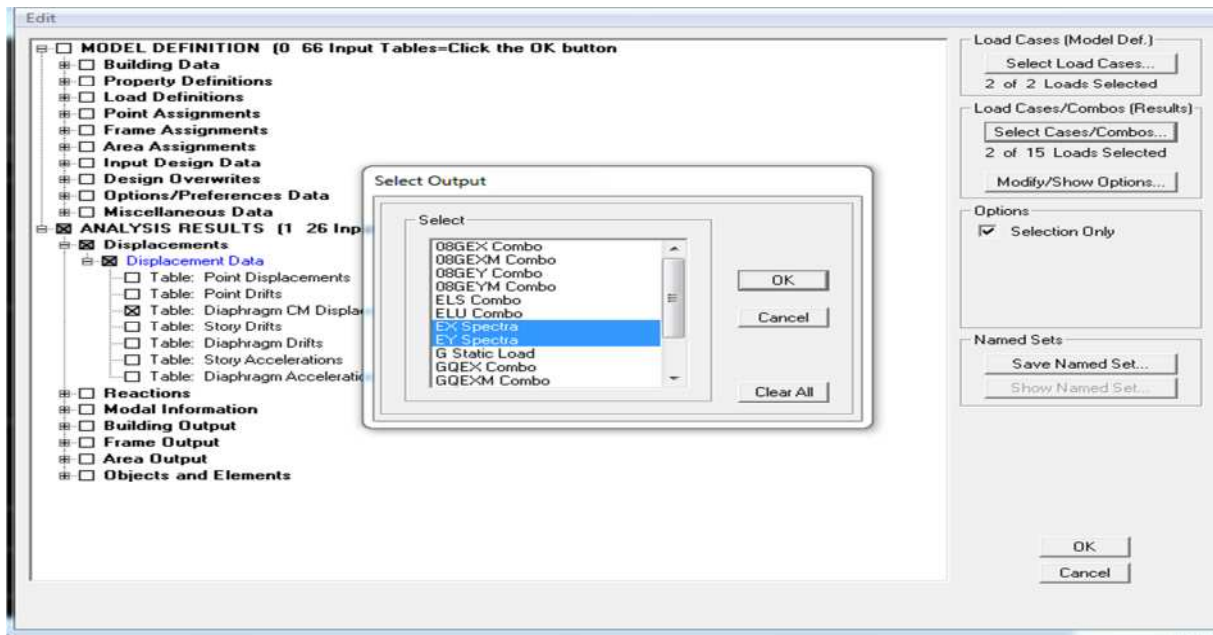
Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

**Display** → **show tables** Un tableau s'affichera Ensuite :

**ANALYSIS RESULTS** → **Displacement Data** → **table : Diaphragm CM displacement**

## Chapitre V : Vérification de RPA

Puis on définit la combinaison **Ex** et **EY** en cliquant sur :



Les résultats du calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
STORY6	D9	EY	0,0003	0,0372	0,0000	0,00000	0,00000	0,0005
STORY5	D8	EX	0,0400	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,0011
STORY5	D8	EY	0,0004	0,0335	0,0000	0,00000	0,00000	0,0004
STORY4	D7	EX	0,0353	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,0010
STORY4	D7	EY	0,0004	0,0294	0,0000	0,00000	0,00000	0,0004
STORY3	D6	EX	0,0300	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,0008
STORY3	D6	EY	0,0003	0,0249	0,0000	0,00000	0,00000	0,0003
STORY2	D5	EX	0,0243	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,0006
STORY2	D5	EY	0,0003	0,0201	0,0000	0,00000	0,00000	0,0002
STORY1	D4	EX	0,0184	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,0005
STORY1	D4	EY	0,0002	0,0150	0,0000	0,00000	0,00000	0,0002
RDC	D3	EX	0,0125	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,0003
RDC	D3	EY	0,0001	0,0101	0,0000	0,00000	0,00000	0,0001
SS2	D2	EX	0,0058	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,0001
SS2	D2	EY	0,0001	0,0046	0,0000	0,00000	0,00000	0,0001
SS1	D1	EX	0,0017	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,0001
SS1	D1	EY	0,0000	0,0014	0,0000	0,00000	0,00000	0,0001

Les résultats du calcul sont regroupés dans les tableaux suivants

Story	Diaphragm	Load	UX	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-}$	Load	UY	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-}$	1% h(m)	condition
CHA	D10	EX	0,0447	0,0014	EY	0,0393	0,0021	0,018	CV
ET6	D9	EX	0,0433	0,0032	EY	0,0372	0,0037	0,0306	CV
ET5	D8	EX	0,0401	0,0047	EY	0,0335	0,0041	0,0306	CV

## Chapitre V : Vérification de RPA

ET4	D7	EX	0.0354	0.0054	EY	0,0294	0.0045	0.0306	CV
ET3	D6	EX	0.0300	0.0056	EY	0,0249	0.0049	0.0306	CV
ET2	D5	EX	0.0244	0.006	EY	0,0201	0.005	0.0306	CV
ET1	D4	EX	0.0184	0.0059	EY	0,015	0.005	0.0306	CV
RDC	D3	EX	0.0125	0.0067	EY	0,0101	0.0055	0.0374	CV
Ss2	D2	EX	0.0058	0.0041	EY	0,0046	0.0032	0.0306	CV
Ss1	D1	EX	0.0017	0.0017	EY	0,0014	0.0014	0.0306	CV

### Conclusion :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépasser pas 1% de la hauteur d'étage.

### V-6-2 : Déplacement maximal :

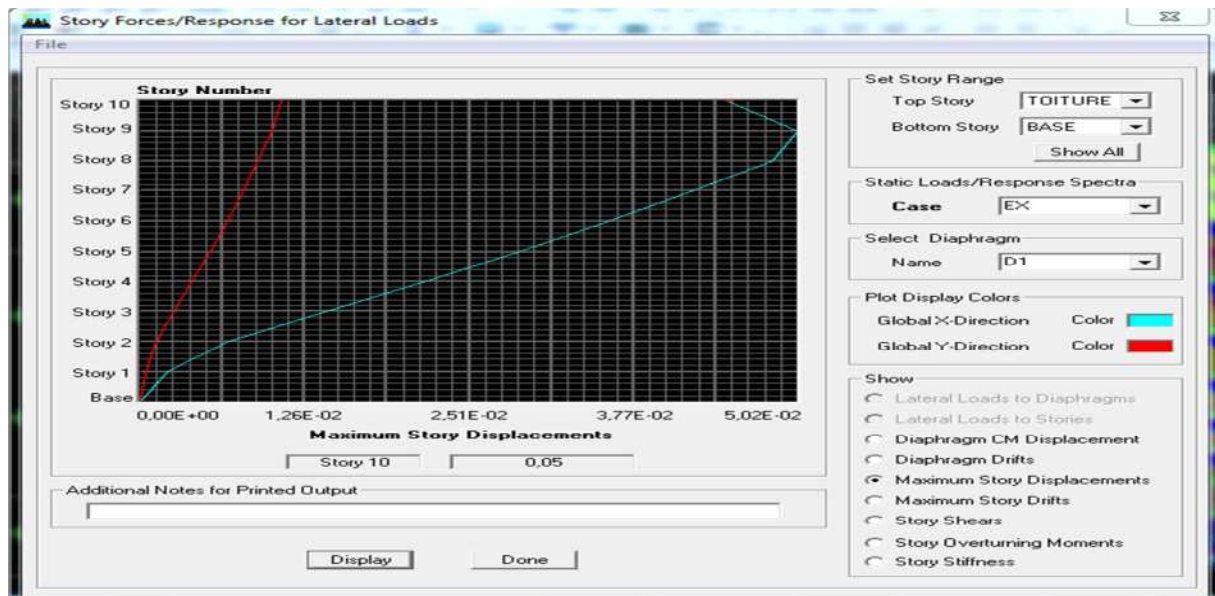
On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\text{Max}} \leq f = \frac{h_t}{500}$$

**f** : La flèche admissible.

**Ht** : La hauteur totale du bâtiment.

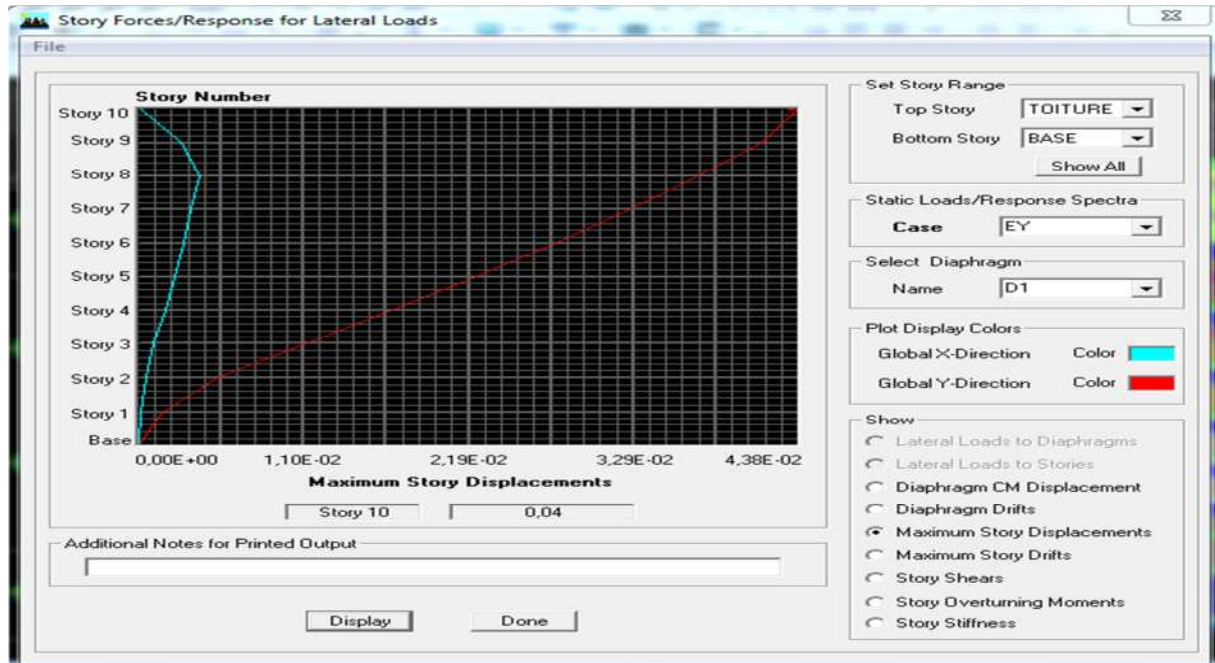
### Sens longitudinal :



## Chapitre V : Vérification de RPA

$$\delta_{\text{Max}} = 0.05\text{m} \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{30,02}{500} = 0.06 \text{ m} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- Suivant  $E_Y$  :



$$\delta_{\text{Max}} = 0.04 \text{ m} \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{30,02}{500} = 0.06\text{m} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

### V-7 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » ( $\Delta$ ).

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1$$

**$P_k$**  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après.

**$V_k$**  : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

**$\Delta_k$**  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

**$h_k$**  : hauteur de l'étage « k »

## Chapitre V : Vérification de RPA

On as :

Si  $\theta_k < 0.10$  : les effets de 2eme ordre sont négligés.

Si  $0.10 < \theta_k < 0.20$  il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à  $1/(1 - \theta_k)$ .

Si  $\theta_k > 0.20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

L'évaluation de cet effet du 2<sup>eme</sup> ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après

Story Shears									
Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY	
TOITURE	EX	Top	0,00	79,27	0,01	349,503	0,000	0,000	
TOITURE	EX	Bottom	0,00	79,27	0,01	349,503	0,011	142,682	
STORY6	EX	Top	0,00	393,54	0,03	1875,092	0,011	142,682	
STORY6	EX	Bottom	0,00	393,54	0,03	1875,092	0,084	1316,822	
STORY5	EX	Top	0,00	807,99	0,05	4575,800	0,084	1316,822	
STORY5	EX	Bottom	0,00	807,99	0,05	4575,800	0,240	3751,616	
STORY4	EX	Top	0,00	1144,40	0,07	6835,286	0,240	3751,616	
STORY4	EX	Bottom	0,00	1144,40	0,07	6835,286	0,456	7167,153	
STORY3	EX	Top	0,00	1433,77	0,09	8791,002	0,456	7167,153	
STORY3	EX	Bottom	0,00	1433,77	0,09	8791,002	0,726	11396,878	
STORY2	EX	Top	0,00	1682,71	0,11	10483,455	0,726	11396,878	
STORY2	EX	Bottom	0,00	1682,71	0,11	10483,455	1,041	16330,772	
STORY1	EX	Top	0,00	1887,01	0,12	11888,339	1,041	16330,772	
STORY1	EX	Bottom	0,00	1887,01	0,12	11888,339	1,391	21845,904	
RDC	EX	Top	0,00	2040,05	0,13	12939,025	1,391	21845,904	
RDC	EX	Bottom	0,00	2040,05	0,13	12939,025	1,851	29126,412	
SS2	EX	Top	0,00	2142,76	0,13	13654,318	1,851	29126,412	
SS2	EX	Bottom	0,00	2142,76	0,13	13654,318	2,243	35380,956	
SS1	EX	Top	0,00	2182,76	0,14	13941,390	2,243	35380,956	
SS1	EX	Bottom	0,00	2182,76	0,14	13941,390	2,643	41797,256	

Story Shears									
Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY	
TOITURE	EY	Top	0,00	0,01	79,04	660,686	0,000	0,000	
TOITURE	EY	Bottom	0,00	0,01	79,04	660,686	142,271	0,015	
STORY6	EY	Top	0,00	0,04	394,77	3312,886	142,271	0,015	
STORY6	EY	Bottom	0,00	0,04	394,77	3312,886	1307,218	0,132	
STORY5	EY	Top	0,00	0,06	811,99	6794,615	1307,218	0,132	
STORY5	EY	Bottom	0,00	0,06	811,99	6794,615	3766,778	0,288	
STORY4	EY	Top	0,00	0,08	1151,98	9659,400	3766,778	0,288	
STORY4	EY	Bottom	0,00	0,08	1151,98	9659,400	7222,448	0,502	
STORY3	EY	Top	0,00	0,09	1446,47	12165,485	7222,448	0,502	
STORY3	EY	Bottom	0,00	0,09	1446,47	12165,485	11509,112	0,769	
STORY2	EY	Top	0,00	0,11	1698,06	14318,787	11509,112	0,769	
STORY2	EY	Bottom	0,00	0,11	1698,06	14318,787	16513,062	1,080	
STORY1	EY	Top	0,00	0,12	1901,37	16092,347	16513,062	1,080	
STORY1	EY	Bottom	0,00	0,12	1901,37	16092,347	22100,716	1,419	
RDC	EY	Top	0,00	0,13	2050,25	17426,587	22100,716	1,419	
RDC	EY	Bottom	0,00	0,13	2050,25	17426,587	29458,662	1,862	
SS2	EY	Top	0,00	0,13	2146,16	18309,777	29458,662	1,862	
SS2	EY	Bottom	0,00	0,13	2146,16	18309,777	35761,736	2,241	
SS1	EY	Top	0,00	0,13	2182,79	18649,981	35761,736	2,241	
SS1	EY	Bottom	0,00	0,13	2182,79	18649,981	42212,406	2,622	

## Chapitre V : Vérification de RPA

Sens x-x

Etages	poids	$\Delta_{kx}$ [m]	Vx[kn]	h	$\Theta$	Condition	conclusion
CHA	327,16	0.0014	79,27	1.80	0.0032	$\leq 0.1$	cv
ET6	1624,12	0.0032	393,54	3.06	0.0043	$\leq 0.1$	cv
ET5	3706,39	0.0047	807,99	3.06	0.0070	$\leq 0.1$	cv
ET4	5788,65	0.0054	1144,4	3.06	0.0089	$\leq 0.1$	cv
ET3	7939,76	0.0056	1433,77	3.06	0.0101	$\leq 0.1$	cv
ET2	10090,88	0.006	1682,71	3.06	0.0117	$\leq 0.1$	cv
ET1	12320,02	0.0059	1887,01	3.06	0.0125	$\leq 0.1$	cv
RDC	14402,25	0.0067	2040,05	3.74	0.0126	$\leq 0.1$	cv
Ss2	16531,64	0.0041	2142,76	3.06	0.0103	$\leq 0.1$	cv
Ss1	18675,18	0.0017	2182,76	3.06	0.0047	$\leq 0.1$	cv

Sens Y-Y

Etages	poids	$\Delta_{ky}$ [m]	Vy[kn]	h	$\Theta$	Condition	conclusion
CHA	327,16	0.0021	79,04	1.80	0.0048	$\leq 0.1$	cv
ET6	1624,12	0.0037	394,77	3.06	0.0049	$\leq 0.1$	cv
ET5	3706,39	0.0041	811,99	3.06	0.0061	$\leq 0.1$	cv
ET4	5788,65	0.0045	1151,98	3.06	0.0073	$\leq 0.1$	cv
ET3	7939,76	0.0049	1446,47	3.06	0.0087	$\leq 0.1$	cv
ET2	10090,88	0.005	1698,06	3.06	0.0097	$\leq 0.1$	cv
ET1	12320,02	0.005	1901,37	3.06	0.0105	$\leq 0.1$	cv
RDC	14402,25	0.0055	2050,25	3.74	0.0103	$\leq 0.1$	cv
Ss2	16531,64	0.0032	2146,16	3.06	0.0080	$\leq 0.1$	cv
Ss1	18675,18	0.0014	2182,79	3.06	0.0039	$\leq 0.1$	cv

**Conclusion** : Dans les deux sens on constate que l'effet p-delta est inférieur à 0.1

Il peut être négligé.

### V-8 : Spécification pour les poteaux :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et 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 :

## Chapitre V : Vérification de RPA

---

$$v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,3.$$

Avec :

- ❖  $N_d$  : Effort normal sismique ;
- ❖  $B$  : Section transversale du poteau considéré.

Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau ci-dessous

### ❖ Pour les poteaux 50X50 :

$$N_d = 1250,77 \text{ KN}$$

$$V = \frac{1250,77 \times 10^3}{500 \times 500 \times 25} = 0,20 < 0,3 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

### V-9 : Vérification au reversement :

Elle se traduit par la vérification dans les deux sens (longitudinal et transversal) suivants :

$$M_s \geq 1,5M_r \quad (\text{RPA99 / Version 2003, Art. 4.4.1})$$

$M_r$  : Moment renversant obtenu depuis les résultats d'analyse par logiciel (ETABS).

$M_s$  : Moment stabilisant :

$W$  : Poids total du bâtiment.

$$\text{Moment stabilisant dans le sens X-X : } 18675,18 \times \frac{15,50}{2} = 144732,64 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment stabilisant dans le sens Y-Y : } 18675,18 \times \frac{11,80}{2} = 110183,56 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment renversant dans le sens X-X : } 41872,383 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment renversant dans le sens Y-Y : } 42292,634 \text{ KN.m}$$

$$M_{sx} = 144732,64 \text{ KN.m} \quad 1,5 \times M_{rx} = 62808,57 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$M_{sy} = 110183,56 \text{ KN.m} \quad 1,5 \times M_{ry} = 63438,951 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### VI-1 : Ferrailage des poteaux :

#### VI-1-1 : Introduction :

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal  $N_{max}$  et moment correspondant  $M_{correspondant}$
- Effort normal minimal  $N_{min}$  et le moment correspondant  $M_{correspondant}$
- Moment fléchissant maximal  $M_{max}$  et l'effort normal correspondant  $N_{correspondant}$

- **caractéristique des matériaux :**

situation	Béton				Acier		
	$\gamma_b$	$F_{c28}$ (MPa)	$\Theta$	$F_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
durable	1.5	25	1	14.2	1.15	400	348
accidentelle	1.15	25	0.85	21.74	1	400	400

**Tableau VI-1-1 : caractéristiques des matériaux**

- **Conventions (logiciel ETABS):**

$N < 0$  : compression

$N > 0$  : traction

- **Combinaison de calcul :**

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont sonnées d'après le RPA 99 Version 2003 et BAEL 91 comme suite :

**Selon BAEL 91 :**

E.L.U. : Situation durable :  $1,35 G + 1,5 Q$ ..... (1)

**Selon le R.P.A 99 :** Situation accidentelle (article 5.2)

$G + Q \pm E$  .....(2)

$0,8 G \pm E$  .....(3)

### V1-2 : Recommandation du RPA 2003 :

#### a) Armatures longitudinales (article 7.4.2.1 RPA99/VERSION 2003) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), droites et sans crochets.

Le diamètre minimal est de **12 mm**,

La longueur minimale de recouvrement est de  $L_r = 40 \varnothing L$  (zone IIa).

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.

Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrillés symétriquement.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- **Le pourcentage minimal d'armatures :**

Le pourcentage minimal d'armatures sera **0.8%  $b \times h$**  en zone **IIa** :

Poteau (50×50) :  $A_{min} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20.00 \text{ cm}^2$

Poteau (45×45) :  $A_{min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.20 \text{ cm}^2$

Poteau (40×40) :  $A_{min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.80 \text{ cm}^2$

Poteau (35×35) :  $A_{min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.80 \text{ cm}^2$

Poteau (30×30) :  $A_{min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.20 \text{ cm}^2$

- **Le pourcentage maximal d'armatures :**

Le pourcentage maximal d'aciers est de **4 %** en zone courante et **6 %** en zone de recouvrement

- **Zone courante :**

Poteau (50×50) :  $A_{max} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$

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) :  $A_{max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

Poteau (30×30) :  $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

**135**

- **Zone de recouvrement :**

Poteau (50×50) :  $A_{max} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$

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) :  $A_{max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$

Poteau (30×30) :  $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments

### VI-1-3 : Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

- **Les efforts internes dans les poteaux:**

Les valeurs des efforts dans le sens le plus défavorable sont résumées dans le tableau ci-dessous selon les différentes combinaisons :

Niveau	Section	Sollicitation	Combinaison	N [KN]	M [KN.m]
SS1 SS2	50x50	$N_{\max} \text{ } \_M_{\text{corres}}$	GQEYM MIN	-2029,66	-62,712
		$N_{\min} \text{ } \_M_{\text{corres}}$	08GEY MAX	1639,22	31,928
		$M_{\max} \text{ } \_N_{\text{corres}}$	GQEYM MAX	-69,04	123,351
RDC 1 <sup>er</sup> étage	45x45	$N_{\max} \text{ } \_M_{\text{corres}}$	GQEX MI	-1246,15	-67,709
		$N_{\min} \text{ } \_M_{\text{corres}}$	08GEY MAX	587,16	4,152
		$M_{\max} \text{ } \_N_{\text{corres}}$	GQEYM MAX	-82,25	134,611
2eme et 3eme étage	40x40	$N_{\max} \text{ } \_M_{\text{corres}}$	ELU	-875	-2,753
		$N_{\min} \text{ } \_M_{\text{corres}}$	08GEX MAX	159,19	73,373
		$M_{\max} \text{ } \_N_{\text{corres}}$	GQEX MIN	-758.54	117.845
4eme et 5eme étage	35x35	$N_{\max} \text{ } \_M_{\text{corres}}$	ELU	-540,81	4,122
		$N_{\min} \text{ } \_M_{\text{corres}}$	08GEY MAX	110,63	4,701
		$M_{\max} \text{ } \_N_{\text{corres}}$	GQEX MIN	-191.49	73.37
6eme étage et toiture	30x30	$N_{\max} \text{ } \_M_{\text{corres}}$	ELU	-217,83	6,786
		$N_{\min} \text{ } \_M_{\text{corres}}$	08GEY MAX	36,44	1,048
		$M_{\max} \text{ } \_N_{\text{corres}}$	GQEYM MAX	-66,96	51.989

**Tableau VI-1-2: Efforts internes dans les poteaux**

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments

niveau	pot	N	M	OBS	Asup	Ainf	Amin	Fer	A adop. (cm2)
Ss1 et ss2	50x50	$N_{\max}=-2029,66$	-62.712	SEC	0	0	20	12HA16	24.13
		$N_{\min}=1639,22$	31.928	SET	18.49	22.49			
		$M_{\max}=-69.04$	123.351	SPC	0	6.16			
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	45x45	$N_{\max}=-1246.15$	-67.709	SEC	0	0	16.20	4HA16+8HA14	20.36
		$N_{\min}=587.16$	4.152	SET	7.05	7.63			
		$M_{\max}=-82.25$	134.611	SPC	0	7.66			
2eme et 3eme étage	40x40	$N_{\max}=-875$	2.753	SET	0	0	12.80	4HA16+4HA14	14.19
		$N_{\max}=159.19$	73.373	SPC	0	7.38			
		$M_{\max}=-758.54$	117.845	SPC	0	0.02			
4eme et 5eme étage	35x35	$N_{\max}=-540.81$	4.122	SEC	0	0	9.80	4HA12+4HA14	10.67
		$N_{\min}=110.63$	4.701	SET	0,96	1.8			
		$M_{\max}=191.49$	73.37	SPC	0	3.8			
6eme étage et toiture	30x30	$N_{\max}=-217.83$	6.786	SEC	0	0	7.2	8HA12	9.05
		$N_{\min}=36.44$	1.048	SET	0.35	0.56			
		$M_{\max}=-66.96$	51.989	SPC	0	4.3			

### VI-1-4 : Vérifications à L'ELU :

#### a- Armatures longitudinales selon les recommandations du RPA

[Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003] :

- ✓ les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets aux extrémités.
- ✓ Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton en zone II<sub>a</sub> sont résumés dans le tableau ci-dessous:

Section	Pourcentage minimal $A_{min}=0,008 \times b \times h$ (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage maximal	
		Zone courante $A_{max}=0,04 \times b \times h$ (cm <sup>2</sup> )	Zone de recouvrement $A_{max}=0,06 \times b \times h$ (cm <sup>2</sup> )
50x50	20	100	150
45x45	16.20	81	121.5
40x40	12.80	64	96
35x35	9.80	49	73.5
30x30	7.20	36	54

**Tableau VI-1-3 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par le RPA**

- Le diamètre minimum est de **12 mm**.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau  $\leq 25$  cm
- Délimitation de la zone nodale

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6}, b, h, 60 \right)$$

$$L' = 2 \times h$$

Avec :

he : hauteur de l'étage est de 3.06 pour étage courant et 3.74m pour RDC

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments

---

**(b1.h1):** dimensions du poteau.

**h :** hauteur de la poutre.

Poteaux **(50×50)** : = 60cm.

Poteaux **(45×45)** pour RDC : = 63cm

Poteaux **(45×45)** étage courant=60cm

Poteaux **(40×40)** : = 60cm.

Poteaux **(35×35)** : = 60cm

Poteaux **(30×30)** : = 60cm.

Poutre principale :  $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$

Poutre secondaire :  $L' = 2 \times 30 = 60\text{cm}$

### **b- Armatures transversales selon les recommandations du RPA**

**[Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003] :**

□ **Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99) :**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{16}{3} = 5.33\text{mm} , \text{ soit } \Phi_t = 8\text{mm}$$

Adopter des cadres de section  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

► Espacement des armatures selon le RPA version 2003 :

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min (10\Phi_l^{\min} , 15\text{cm}) = \min (10 \times 1.2 , 15\text{cm}) = 12 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

-En zone courante :

$$S_t \leq 15 \Phi_l^{\min} = 18 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

► Longueurs de recouvrement :

$$L_r = 40\Phi_t = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

Vérification de la quantité d'armatures :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} , i = \sqrt{\frac{I}{B}} , l_f = 0.7 h_e$$

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments

Pour le cas le plus défavorable :

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

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.142}{0.3} = 7.14$$

Si :  $\lambda_g \geq 5$  :  $A_t^{\min} = 0.3\% St \times b$

Si :  $\lambda_g \leq 3$  :  $A_t^{\min} = 0.8\% St \times b$

Si :  $3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$  interpolation entre les valeurs limites du poteau.

poteaux	$\lambda_g$	$A_t^{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$		A adoptée (cm <sup>2</sup> )		
		Zone courante St=15cm	Zone nodale St= 10cm		Zone courante	Zone nodale
50x50	4.28	3	2	3.14	CV	CV
45x45	4.76	2.7	1.8	3.14	CV	CV
40x40	6.54	1.8	1.2	2.01	CV	CV
35x35	6.12	1.57	1.05	2.01	CV	CV
30x30	7.14	0.01	0.009	2.01	CV	CV

**Tableau VI-4 : Quantité minimale d'armatures transversales.**

### Conclusion :

Les armatures transversales des poteaux (40×40), (35×35) et (30×30) seront composées **de 2**

**cardes HA8**  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ . et les poteaux (50x50) et (45x45) seront composées de **2 cadres HA10**  $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$

### c - Vérification au cisaillement:

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite  $\bar{\tau}_{bu}$

$$\text{avec : } \tau_{bu} = \frac{Vu}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Selon le RPA :

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments

$$\tau_{bu} = \rho d \times f_{c28} \text{ (Art 7.4.32 RPA 99/version 2003)}$$

$$\rho d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda g < 5 \end{cases}$$

Selon le BAEL :

$$\tau_{bu} \min \left\{ \frac{0.2}{\lambda b} f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right\} \text{ (Art A.5.1,211/BAEL.91)}$$

les résultants sont récapitulés dans le tableau suivant :

section	Vu (KN)	$\tau_{bu}$	$\rho d$	$\bar{\tau}_{bu}$ (RPA) [MPa]	$\bar{\tau}_{bu}$ (BAEL) [MPa]	observation
50x50	21,77	0.090	0.04	1	3.33	cv
45x45	23,6	0.122	0.04	1	3.33	cv
40x40	25,29	0.166	0.075	1.875	3.33	cv
35x35	27,42	0.237	0.075	1.875	3.33	cv
30x30	32,93	0.392	0.075	1.875	3.33	cv

**Tableau VI-1-5 : Vérification des contraintes tangentielles**

### **d- Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221) :**

Pour le Ø16 →  $L = 40\varnothing = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$

Pour le Ø14 →  $L = 40\varnothing = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$

Pour le Ø12 →  $L = 40\varnothing = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$

### **VI-1-5 : Vérification à L'ELS :**

#### **a- Condition de non fragilité :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivant :

$$A_{adoptée} > A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

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

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments

Niveau	Section	Sollicitation	N [KN]	M [KN.m]	Amin	Aadoptée	observation
SS1 SS2	50x50	$N_{\max} \text{ } _M_{\text{corres}}$	-1131,62	-5,117	2.89	24.13	cv
		$N_{\min} \text{ } _M_{\text{corres}}$	-187,06	-1,433			
		$M_{\max} \text{ } _N_{\text{corres}}$	-590,83	-26,989			
RDC 1 <sup>er</sup> étage	45x45	$N_{\max} \text{ } _M_{\text{corres}}$	-873,66	-12,719	2.33	20.36	cv
		$N_{\min} \text{ } _M_{\text{corres}}$	-110,82	2,297			
		$M_{\max} \text{ } _N_{\text{corres}}$	-401,13	14,474			
2eme et 3eme étage	40x40	$N_{\max} \text{ } _M_{\text{corres}}$	-638,26	-2,023	1.83	14.19	cv
		$N_{\min} \text{ } _M_{\text{corres}}$	-57,13	2,857			
		$M_{\max} \text{ } _N_{\text{corres}}$	-287,08	-18,1			
4eme et 5eme étage	35x35	$N_{\max} \text{ } _M_{\text{corres}}$	-394,09	-3,028	1.39	10.67	cv
		$N_{\min} \text{ } _M_{\text{corres}}$	-11,97	3,984			
		$M_{\max} \text{ } _N_{\text{corres}}$	-144,09	19,389			
6eme étage et toiture	30x30	$N_{\max} \text{ } _M_{\text{corres}}$	-158,19	4,898	1.01	9.05	cv
		$N_{\min} \text{ } _M_{\text{corres}}$	-19,41	0,097			
		$M_{\max} \text{ } _N_{\text{corres}}$	-103,71	30,846			

**Tableau VI-1-6 : Vérification de la section non fragilité à L'ELS**

**b. État limite d'ouvertures des fissures:**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

**c. Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91):**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles

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

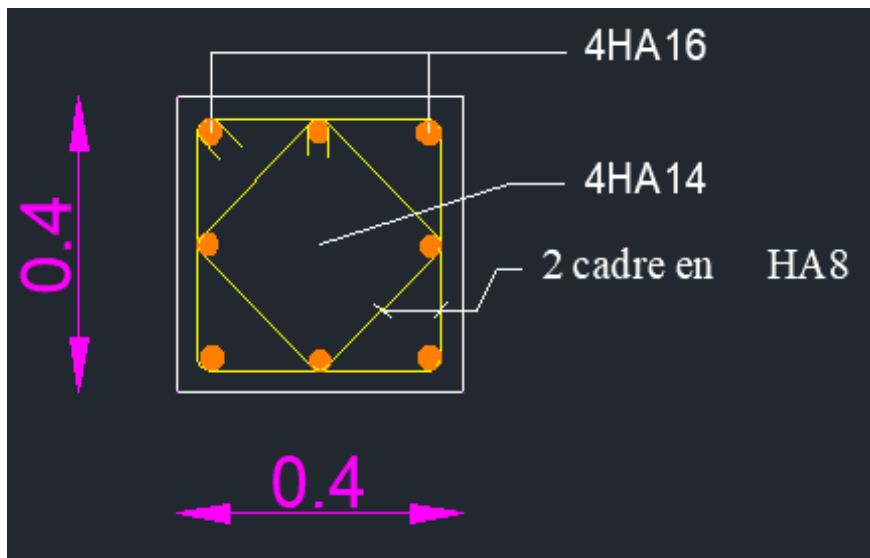
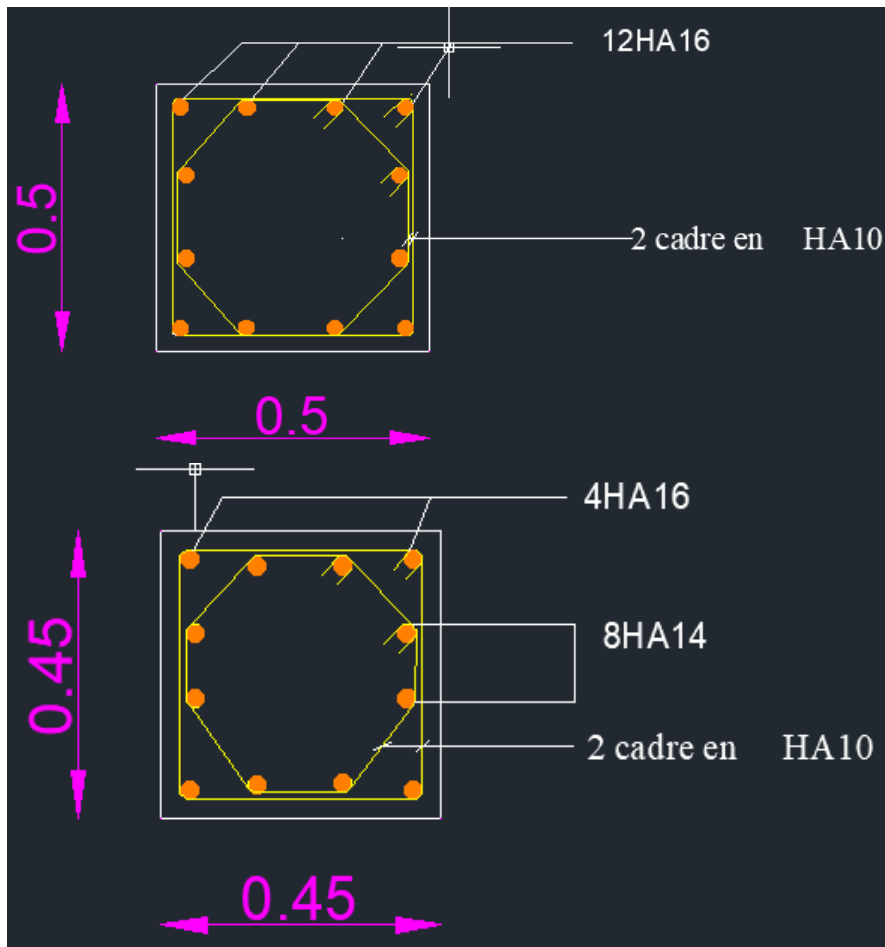
**Remarque :**

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel [SOCOTEC]

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments

niveau	section	sollicitations	N	M	$\sigma$ bsup (MPa)	$\sigma$ binf (MPa)	$\sigma$ bc (MPa)	vérification
Ss1 et ss2	50x50	$N_{\max\_M_{\text{corres}}}$	-1131,62	5,117	4.37	3.97	15	cv
		$N_{\min} M_{\text{corres}}$	-187,06	1,433	0.75	0.63		
		$M_{\max} N_{\text{corres}}$	-590,83	26,989	3.24	1.11		
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	45x45	$N_{\max\_M_{\text{corres}}}$	-873,66	12,719	4.7	3.3	15	cv
		$N_{\min} M_{\text{corres}}$	-110,82	2,297	0.63	0.38		
		$M_{\max} N_{\text{corres}}$	-401,13	14,474	1.97	1.71		
2eme et 3eme étage	40x40	$N_{\max\_M_{\text{corres}}}$	-638,26	2,023	3.76	3.46	15	cv
		$N_{\min} M_{\text{corres}}$	-57,13	2,857	0.54	0.11		
		$M_{\max} N_{\text{corres}}$	-287,08	-18,1	2.98	0.27		
4eme et 5eme étage	35x35	$N_{\max\_M_{\text{corres}}}$	-394,09	-3,028	3.26	2.58	15	cv
		$N_{\min} M_{\text{corres}}$	-11,97	3,984	0.74	0		
		$M_{\max} N_{\text{corres}}$	-144,09	19,389	3.66	0		
6eme étage et toiture	30x30	$N_{\max\_M_{\text{corres}}}$	-158,19	4,898	2.45	0.71	15	cv
		$N_{\min} M_{\text{corres}}$	-19,41	0,097	0.21	0.18		
		$M_{\max} N_{\text{corres}}$	-103,71	30,846	8.95	0		



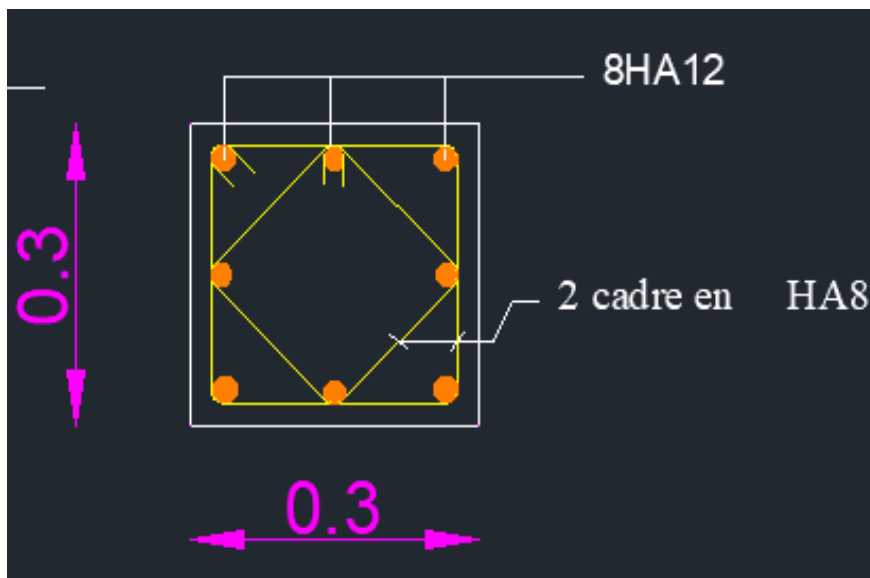
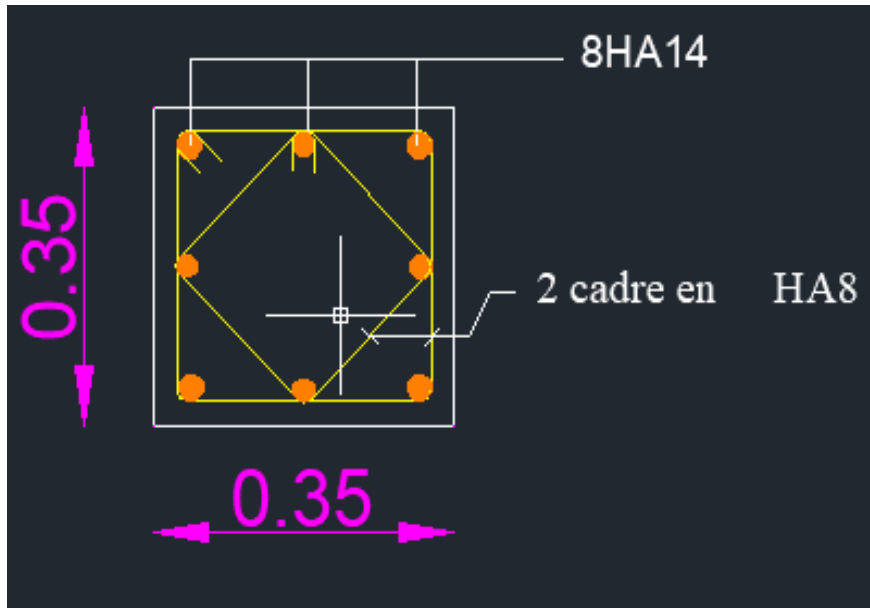


Fig VI.1.7 : schémas de ferrailage des poteaux

### VI-2: Ferrailage des poutres :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1.35 G + 1.5 Q$  à l'ELU
- $G + Q$  à l'ELS
- $G + Q \pm E$  RPA
- $0.8 G \pm E$  RPA

#### VI-2-1 : Recommandation du RPA99 version 2003 :

##### VI-2-1-1 : Armatures longitudinales :

✚ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : **0.5 %** en toute section.

✚ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- **4 %** en zone courante;

- **6 %** en zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

	<b>0.5% bh</b>	<b>4%bh</b>	<b>6%bh</b>
<b>Poutre principale (25× 35)</b>	4.375	35	52.5
<b>Poutre secondaire (20 × 30)</b>	3	24	36

**Tableau VI-1: Section des armatures longitudinales.**

-La longueur de recouvrement est de :  $40\Phi$  (zone II a)

-L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectués 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.

##### VI-2-1-2 : Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

-L'espacement maximal entre les armatures transversales est donnée comme suit :

$$S_t = \min \left( \frac{h}{2}, 12 \Phi_1 \right) \quad \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \rightarrow \text{en zone de recouvrement}$$

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments

---

$\Phi_1$ : Le plus petit diamètre utilisé des armatures transversales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

### VI-2-2 : Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Étapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivant :

**Soit :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

#### Pour les FeE400

Si  $\mu_b < \mu$   $\Rightarrow$  Section simplement armée

Si  $\mu_b > \mu$   $\Rightarrow$  Section doublement armée

#### • Section sans armatures comprimées ( $A'_s = 0$ ) :

$$\text{Si } \mu_b < \mu = 0.186 \quad \Rightarrow A_s = \frac{M_u}{0.93 \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\text{Si } 0.186 \leq \mu_b \leq \mu = 0.392 \quad \Rightarrow A_s = \beta_u \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{bc}}{\sigma_s}$$

#### • Section avec armatures comprimées ( $A'_s \neq 0$ ) :

$$\mu_b > \mu_1 = 0.392$$

On redimensionne la section ou on introduit des armatures comprimées.

$$\text{On prend } \mu_b = \mu_1 \quad \Rightarrow A'_s = \frac{M_u - 0.392 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}{348 \cdot (d - d')}$$

$$\Rightarrow A_s = A_s' - \frac{b \cdot d \cdot f_{bc}}{651}$$

$A_s$  : La section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas

$A'_s$  : La section supérieur la plus comprimée.

**Le ferrailage est résumé dans les tableaux suivants :**

#### ➤ Ferrailage des poutres principales (25×35) :

**En travée :**

Zone I : SSL1+SSL2

Zone II : RDC

Zone III : 1<sup>er</sup> au 6<sup>eme</sup> étage.

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments

	M max (KN.m)	$\mu_b$	Obs	B	A st	Ferrailage	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Zone I</b>	73.172	0.189	SSA	0.895	6.01	3HA14 (fil) +3HA12 (chap)	8.01
<b>Zone II</b>	87.886	0.227	SSA	0.869	8.00	3HA14 (fil) +3HA12 (chap)	8.01
<b>Zone III</b>	75.889	0.231	SSA	0.861	7.5	3HA14 (fil) +3HA12 (chap)	8.01

**Tableau VI-2 : ferrailage des poutres principales à L'ELU**

En appuis

	M max (KN.m)	$\mu_b$	Obs	B	A st	Ferrailage	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Zone I</b>	34.191	0.088	SSA	0.958	3.10	3HA14 (fil) +3HA12 (chap)	8.01
<b>Zone II</b>	63.418	0.164	SSA	0.910	6.06	3HA14 (fil) +3HA12 (chap.)	8.01
<b>Zone III</b>	65.116	0.168	SSA	0.907	6.25	3HA14 (fil) +3HA12 (chap.)	8.01

**Tableau VI-3: ferrailage des poutres principales à L'ELU**

➤ **Ferrailage des poutres secondaires (20×30) :**

En travée :

	M max (KN.m)	$\mu_b$	Obs	B	A st	Ferrailage	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Zone I</b>	40.993	0.184	SSA	0.898	4.68	3HA14 (fil) +3HA10 (chap)	6.98
<b>Zone II</b>	57.225	0.257	SSA	0.848	6.92	3HA14 (fil) +3HA10 (chap.)	6.98
<b>Zone III</b>	54.549	0.195	SSA	0.891	6.28	3HA14 (fil) +3HA10 (chap.)	6.98

**Tableau VI-4 : ferrailage des poutres secondaire à L'ELU**

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments

### En appuis

	M max (KN.m)	$\mu_b$	Obs	B	A st	Ferrailage	$A_{adopté} (cm^2)$
<b>Zone I</b>	35.849	0.161	SSA	0.912	4.04	3HA14 (fil) +3HA10 (chap)	6.98
<b>Zone II</b>	36.981	0.166	SSA	0.909	4.17	3HA14 (fil) +3HA10 (chap.)	6.98
<b>Zone III</b>	35.005	0.157	SSA	0.914	3.93	3HA14 (fil) +3HA10 (chap.)	6.98

**Tableau VI-5 : ferrailage des poutres secondaire à L'ELU**

### VI-2-3 : Vérifications à l'ELU:

#### a. Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.

		Zone	$A_{ap}$	$A_{min}$	vérifications
<b>Poutres principales</b>	<b>En travée</b>	Zone1	8.01	4.375	CV
		Zone2	8.01		CV
		Zone3	8.01		CV
	<b>Appuis</b>	Zone1	8.01		CV
		Zone2	8.01		CV
		Zone3	8.01		CV
<b>Poutres secondaires</b>	<b>En travée</b>	Zone1	6.98	3	CV
		Zone2	6.98		CV
		Zone3	6.98		CV
	<b>Appuis</b>	Zone1	6.98		CV
		Zone2	6.98		CV
		Zone3	6.98		CV

**Tableau VI-6 : Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.**

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments

### b) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

Calcul de l'espacement  $S_t$

	Calcul de $S_t$ (cm)			$A_t = 0,003 \times S_t \times b$	Ferrailage [cm <sup>2</sup> ]
Poutre principale	$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$	Min [8,19.2]	$S_t=10$	0.75	4HA8=2,01
	Zone courante $S \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17,5$ cm	$S_t=15$	1.125	
Poutre secondaire	$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$	Min [7,5;19.2]	$S_t=10$	0.6	4HA8=2,01
	Zone courante $S \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 15$ cm	$S_t=15$	0.9	

**Tableau VI-7: Vérifications des armatures transversal à l'ELU**

### c) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

La fissuration est peu nuisible donc  $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

Poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	D (cm)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	observation
Principales	$T_{\max}$	86.54	25	33	1.04	3.33	CV
Secondaires	$T_{\max}$	51.33	20	28	0.91	3.33	CV

**Tableau VI-8 : Vérification au cisaillement.**

### d) Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \text{ Avec : } M_u \text{ en valeur algébrique.}$$

Si  $\left( T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) < 0 \rightarrow$  la vérification n'est pas nécessaire.

**Pour les poutres principales :**

$$T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 86.54 - \frac{116.06}{0.9 \times 0.33} = -472.58 < 0$$

**Pour les poutres secondaires :**

$$T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 51.33 - \frac{51.143}{0.9 \times 0.28} = -151.61 < 0$$

⇒ Donc aucune vérification n'est nécessaire.

**e) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL [Art A.6.1.3] :**

L'adhérence des barres doit vérifier la relation :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$\Psi_s$  = Coefficient de scellement **HA**

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

▪ **Poutres principales :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 1.6 = 15.072 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{86.54 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 150.72} = 1.94 \quad \rightarrow \tau_{se} = 1.94 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \quad \rightarrow \text{CV}$$

▪ **Poutres Secondaires :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 1.6 = 15.072 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{51.33 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 150.72} = 1.146 \quad \rightarrow \tau_{se} = 1.146 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \quad \rightarrow \text{CV}$$

**f) Ancrage des armatures BAEL [Art A.6.1.22] :**

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments

Longueur de scellement :  $l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$  avec:  $\tau_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

- Pour les  $\phi_{14}$  :  $L_s = 49.38 \text{ cm}$
- Pour les  $\phi_{12}$  :  $L_s = 42.32 \text{ cm}$
- Pour les  $\phi_{10}$  :  $L_s = 35.27 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égale à :  $0,4 l_s$  pour les aciers HA.

- Pour les  $\phi_{14}$  :  $L_a = 19.75 \text{ cm}$
- Pour les  $\phi_{12}$  :  $L_a = 16.92 \text{ cm}$
- Pour les  $\phi_{10}$  :  $L_a = 14.10 \text{ cm}$

### VI-2-4 : Vérifications à L'ELS :

#### a) Condition de non fragilité du béton de la section minimale BAEL (Art A.4.2.1):

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F :  $A_{st} \geq A_{\min}$

Avec:  $A_{\min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$  et :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

		Zone	$A_{st} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	vérifications
Poutres principales	En travée	Zone1	8.01	1.00	CV
		Zone2	8.01		CV
		Zone3	8.01		CV
	Appuis	Zone1	8.01		CV
		Zone2	8.01		CV
		Zone3	8.01		CV
Poutres secondaires	En travée	Zone1	6.98	0.68	CV
		Zone2	6.98		CV
		Zone3	6.98		CV
	Appuis	Zone1	6.98		CV
		Zone2	6.98		CV
		Zone3	6.98		CV

**Tableau VI-9 : Condition de non fragilité du béton de la section minimale.**

### b) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

### c) Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [Art B.6.5] :

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel ETABS:  $\bar{f} = \frac{L}{500}$

On prendra "l" la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

#### ▪ Poutres principales :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm}$$

$$f_{\text{ETABS}} = 0.0452 < \bar{f} = 0.8 \quad \rightarrow \text{CV}$$

#### ▪ Poutres secondaires :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{320}{500} = 0.64 \text{ cm}$$

$$f_{\text{ETABS}} = 0.00458 < \bar{f} = 0.64 \quad \rightarrow \text{CV}$$

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

### d) Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{\text{st}} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{\text{st}}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b d} \rightarrow (K_1, \beta_1) \rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

### e) Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{\text{bc}} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}}$$

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

#### ➤ Poutres principales :

**En travée :**

Zone I : SSL1+SSL2

Zone II : RDC

Zone III : 1<sup>er</sup> au 6<sup>eme</sup> étage.

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments

	$M_s$ max (KN.m)	A st (cm <sup>2</sup> )	$\rho$	K	$\beta$	d (cm)	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obs.
<b>Zone I</b>	30.025	6.01	0.861	22.88	0.868	33	340.91	14.9	15	CV
<b>Zone II</b>	32.226	8.00	1.065	20.21	0.858	33	309.67	14.69	15	CV
<b>Zone III</b>	39.045	7.5	1.094	19.72	0.856	33	300.56	14.98	15	CV

**Tableau VI-10 : vérification du ferrailage des poutres principales à L'ELS**

En appui :

	$M_s$ max (KN.m)	A st (cm <sup>2</sup> )	$\rho$	K	$\beta$	d (cm)	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obs
<b>Zone I</b>	53.418	3.10	0.375	37.63	0.905	33	513.97	13.65	15	CV
<b>Zone II</b>	45.116	6.06	0.734	25.32	0.876	33	348.46	13.76	15	CV
<b>Zone III</b>	46.851	6.25	0.757	25.00	0.875	33	466.24	14.98	15	CV

**Tableau VI-11 : vérification du ferrailage des poutres principales à L'ELS**

➤ **Poutres secondaires :**

En travée :

	$M_s$ max (KN.m)	A st (cm <sup>2</sup> )	$\rho$	K	$\beta$	$\sigma_s$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obs.
<b>Zone I</b>	44.549	4.68	0.835	23.46	0.870	28	437.30	14.79	15	CV
<b>Zone II</b>	37.225	6.92	1.235	18.33	0.850	28	268.16	14.63	15	CV
<b>Zone III</b>	40.541	6.28	1.121	19.48	0.855	28	359.26	14.99	15	CV

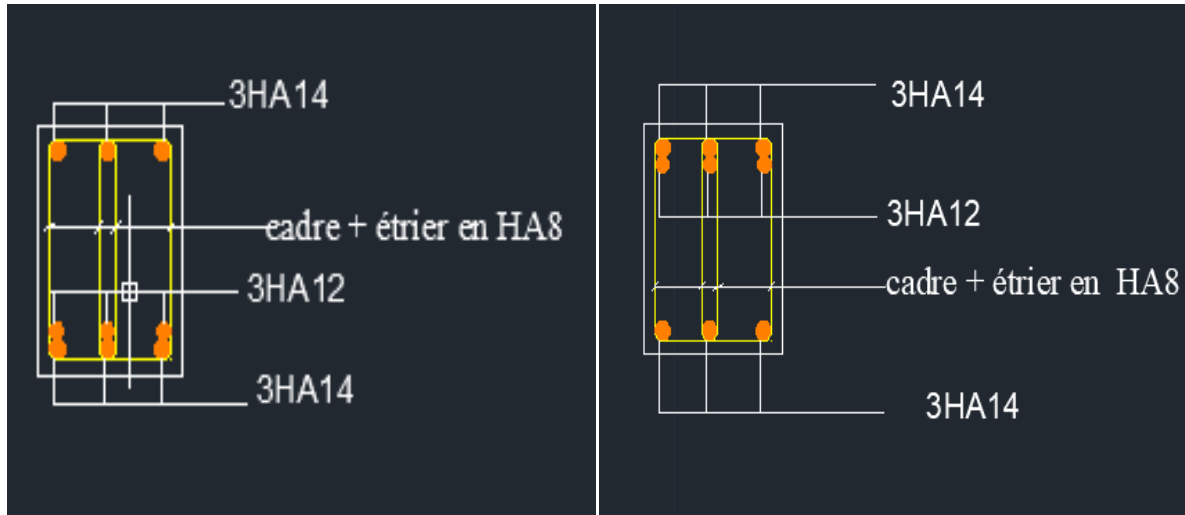
**Tableau VI-12: vérification du ferrailage des poutres secondaire à L'ELS**

En appui :

	$M_s$ max (KN.m)	A st (cm <sup>2</sup> )	$\rho$	K	$\beta$	d (cm)	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obs.
<b>Zone I</b>	35.005	4.04	0.721	25.65	0.877	28	400.63	14.64	15	CV
<b>Zone II</b>	36.981	4.17	0.744	25.32	0.876	28	368.65	14.56	15	CV
<b>Zone III</b>	31.485	3.93	0.701	25.98	0.878	28	385.90	14.85	15	CV

**Tableau VI-13 : vérification du ferrailage des poutres secondaire à L'ELS**

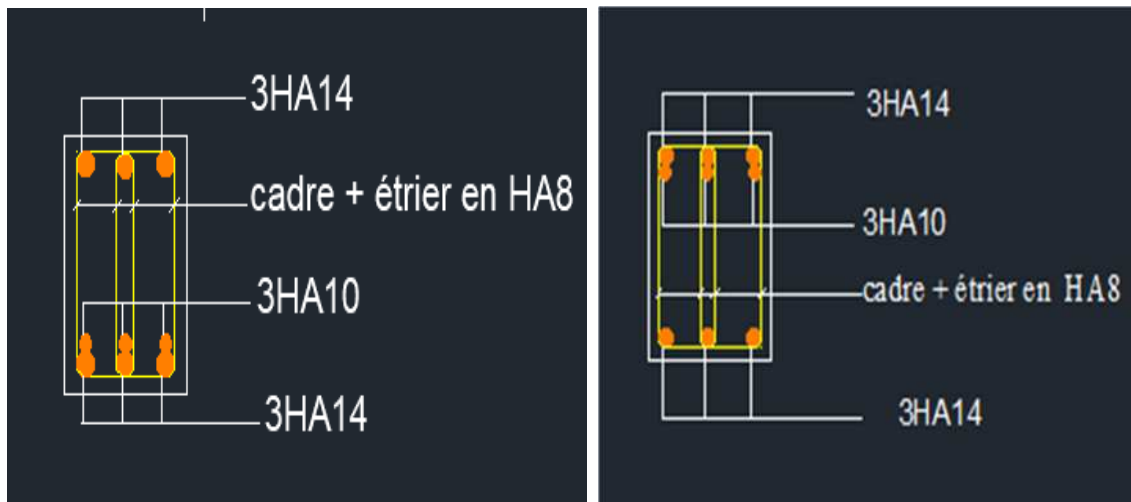
Schéma de ferrailage des poutres principales :



**En travée :**

**Sur appuis :**

Schéma de ferrailage des poutres Secondaire :



**En travée :**

**Sur appuis :**

### VII -1: Introduction :

Le mur plaque forme un caisson rigide et indéformable, il doit assurer la fonction de soutènement et résister à la pression latérale détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou qu'il mobilise.

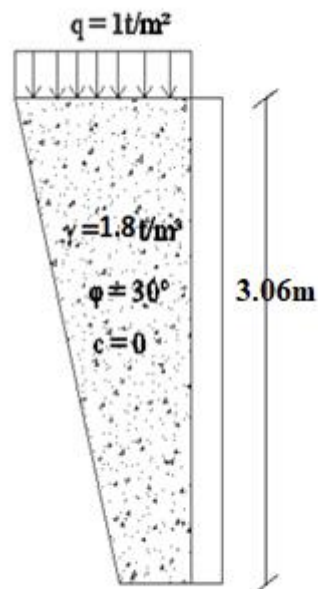
### VII-2 : Pré dimensionnement :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99 modifié en 2003 (Art 10.1.2) pour le voile périphérique doit être supérieure ou égale à 15 cm.

On opte pour une épaisseur de **20 cm**.

### VII-3 : Détermination des sollicitations :

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du voile.



**Fig. VII-1 : Schéma du Voile plaque.**

### Méthode de RANKINE :

En plus des hypothèses suivantes :

- Sol semi-infini, homogène, isotrope.
- Condition de déformation plane.
- Courbe intrinsèque de MOHR-COULOMB.
- Massif à surface libre plane.

Type de sol	Poussée	Butée
Sol frottant ( $\varphi \neq 0, c = 0$ )	$\sigma_a = K_a \cdot \sigma_v$	$\sigma_p = K_p \cdot \sigma_v$
Sol cohérent ( $\varphi_u = 0, c_u \neq 0$ )	$\sigma_a = \sigma_v - 2 \cdot c_u$	$\sigma_p = \sigma_v + 2 \cdot c_u$
Sol frottant et cohérent ( $\varphi \neq 0, c \neq 0$ )	$\sigma_a = K_a \cdot \sigma_v - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$	$\sigma_p = K_p \cdot \sigma_v + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p}$

Avec :

$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$  pour la poussée.

$K_p = \operatorname{tan}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$  pour la butée.

$\sigma_H$  : Contraintes horizontales.

$\sigma_v$  : Contrainte verticale.

$\varphi$  : Angle de frottement interne.

### VII-3-1 : Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

Surcharge éventuelle :  $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$

La contrainte du Sol :  $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$

Poids volumique des terres :  $\gamma = 18 \text{ KN} / \text{m}^3$

Angle de frottement :  $\varphi = 30^\circ$

Cohésion :  $C = 0$

Calcul de  $K_0$  :  $K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.333$

### VII-3-2 : Calcul des sollicitations:

- ELU :

$$\sigma_H = K_a \sigma_v = K_a (1,35 \gamma h + 1,5q)$$

$$\sigma_H = 0.333(1.35 \times 18 \times h + 1.5 \times 10) = 8.10h + 15$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h1} = 15 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3.06 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h2} = 39.78 \text{ KN/m}^2$$

- ELS:

$$\sigma_H = K_0 \sigma_v = K_0 (\gamma h + q)$$

$$\sigma_H = 0.333(18 \times h + 10) = 6h + 3.33$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h1} = 3.33 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3.06\text{m} \rightarrow \sigma h^2 = 21.69\text{KN/m}^2$$

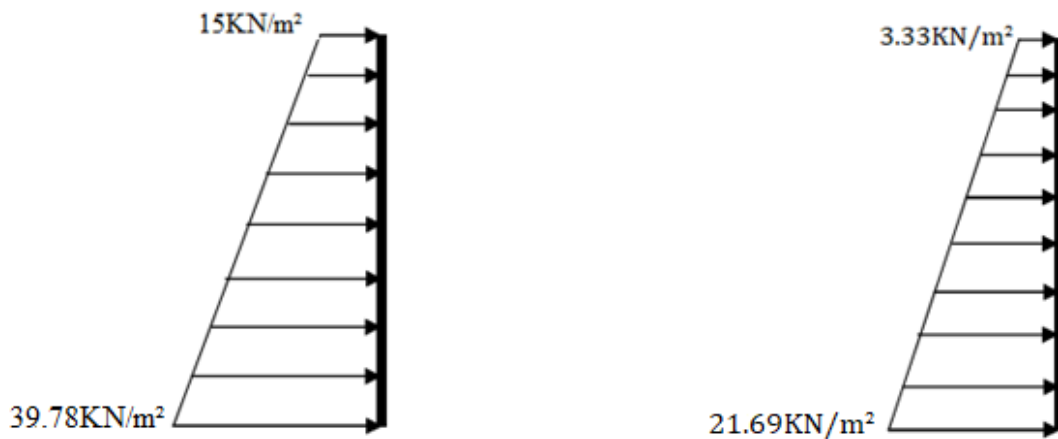


Fig. VII-2 : Diagrammes des contraintes

**Charges moyennes:**

**ELU:**

$$q_u = \frac{3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 39.78 + 15}{4} \times 1\text{m} = 33.58\text{KN/ml}$$

**ELS:**

$$q_s = \frac{3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 21.69 + 3.33}{4} \times 1\text{m} = 17.1\text{KN/ml}$$

**VII-4 : Ferrailage du mur plaque :**

**Méthode de calcul :**

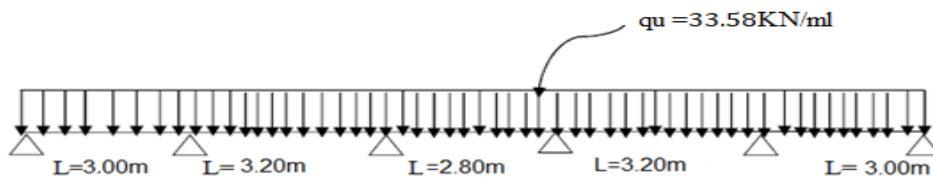
**VII-4-1 : Méthode de calcul :**

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées à la base au niveau des nervures, des poteaux, ainsi qu'au niveau des longrines.

**Sens x-x :**

$$q_u = 33.58\text{KN/ml}, \quad q_s = 17.1\text{KN/ml}$$

Schéma statique :



### VII-4-2 : Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 04 appuis ;

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire encastré à ses deux extrémités.

Pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés à des coefficients suivants :

- Moment en travée:  $0.75M_x$  et  $0.75M_y$
- Moment d'encastrement sur les grandes cotés:  
 $0.3M_x$  : Appuis de rive  
 $0.5M_x$  : Autre appuis

### VII-4-3 : Identification des panneaux :

$$L_x = 3.06\text{m}$$

$$L_y = 4.00\text{m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.06}{4.00} = 0.76$$

$0.4 < \rho < 1 \rightarrow$  le panneau travaille dans les deux sens

### VII-4-4 : Calcul à l'ELU :

$$\rho = 0.76 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0610 \\ \mu_y = 0.525 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0610 \times 33.58 \times 3.06^2 = 19.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.525 \times 19.18 = 10.06 \text{ KN.m}$$

### Correction des moments :

#### ➤ Sens x- x :

- Aux appuis :

$$M_a=0.3 M_{0x}=0.3 \times 19.18 = 5.754 \text{KN.m}$$

- En travée :

$$M_t=0.85 M_{0x}=0.85 \times 19.18 = 16.303 \text{KN.m}$$

#### ➤ Sens Y - Y :

- Aux appuis :

$$M_a=0.3 M_{0y}=0.3 \times 10.06=3.018 \text{KN.m}$$

- En travée :

$$M_t=0.85 M_{0y}=0.85 \times 10.06=8.551 \text{KN.m}$$

### VII-4-5 : Calcul à l'ELS :

$$\rho = 0.76 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0674 \\ \mu_y = 0.657 \end{cases}$$

$$M_{0x}=\mu_x q l^2_x=0.0674 \times 33.58 \times 3.06^2=21.19 \text{KN.m}$$

$$M_{0y}=\mu_y M_{0x}=0.657 \times 21.19=13.92 \text{KN.m}$$

### Correction des moments :

#### ➤ Sens x- x :

- Aux appuis :

$$M_a=0.3 M_{0x}=0.3 \times 21.19 = 6.357 \text{KN.m}$$

- En travée :

$$M_t=0.85 M_{0x}=0.85 \times 21.19 = 18.01 \text{KN.m}$$

#### ➤ Sens Y - Y :

- Aux appuis :

$$M_a=0.3 M_{0y}=0.3 \times 13.92 = 4.176 \text{KN.m}$$

- En travée :

$$M_t=0.85 M_{0y}=0.85 \times 13.92 = 11.832 \text{KN.m}$$

### VII-4-6 : Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1 ml.

Sens	zone	M <sub>U</sub> (KN.m)	μ <sub>u</sub>	μ <sub>l</sub>	Section	β	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Aadoptée (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
XX	Appuis	6.357	0.0138	0.392	SSA	0.993	1.02	2.00	6HA12=6.78	16
	Travée	18.01	0.0391	0.392	SSA	0.981	2.93	2.00	6HA12=6.78	16
YY	Appuis	4.176	0.0090	0.392	SSA	0.995	0.67	2.00	6HA12=6.78	16
	Travée	11.832	0.0257	0.392	SSA	0.987	1.91	2.00	6HA12=6.78	16

**Tableau VII-1 : ferrailage du mur plaque.**

### VII-4-7 : Recommandation du RPA :

Le voile 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)

- $A \geq 0,001bh = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles / m<sup>2</sup> de HA8.

b = 1 m = 100 cm ; h : épaisseur du voile = 20 cm).

### VII-5 : Vérifications à ELU :

#### Espacements des armatures :

La fissuration est non préjudiciable.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Direction principale:**

St = min {2h, 25cm} = 25cm ≤ min {40cm, 25cm} .....Condition vérifiée.

- **Direction secondaire:**

St = min {3h, 33cm} = 33cm < min {45cm, 33cm} .....Condition vérifiée.

- **Diamètre maximal des barres:**

$\varphi_{\max} \leq h/10 \rightarrow \varphi = 6\text{mm} \leq h/10 = 200/10 = 20\text{mm}$ ..... Condition vérifiée.

### VII-6 : Vérification à l'ELS :

#### VII-6-1 : Vérification de la contrainte dans le béton :

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	zone	M <sub>s</sub> (KN.m)	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>st</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	OBS
XX	Appuis	6.357	0.376	0.905	37.63	57.557	1.529	15	CV
	Travée	18.01	0.376	0.905	37.63	163.06	4.33	15	CV
YY	Appuis	4.176	0.376	0.905	37.63	37.81	1.00	15	CV
	Travée	11.832	0.376	0.905	37.63	107.12	2.84	15	CV

**Tableau VII-2: vérification des contraintes a ELS.**

### VII-6-2 : Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

- a)  $\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 6.53 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow$  condition vérifiée
- b)  $\frac{h}{L_x} > \frac{1}{20} \cdot \frac{M_t}{M_u} \Rightarrow \frac{0.20}{3.06} = 0.065 > \frac{18.01}{20 \times 19.18} = 0.046 \Rightarrow$  condition vérifiée
- c)  $\frac{A_{fe}}{b.d} < 4.2 \Rightarrow \frac{4.71 \times 2.1}{100 \times 18} = 0.00549 < 4.2 \Rightarrow$  condition vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

### Résultats:

L'épaisseur du Mur plaque est de **20cm**.

- **Le ferrailage du Mur plaque est comme suit :**

**Sens x-x :**

- **En travée : 6HA12/ml** avec un espacement de **16cm**.
- **Aux appuis : 6HA12/ml** avec un espacement de **16 cm**.

**Sens y-y :**

- **En travée : 6HA12/ml** avec un espacement de **16 cm**.
- **Aux appuis : 6HA12/ml** avec un espacement de **16cm**.

### VIII-1) Introduction :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure. Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultante de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans. On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

### VIII-2) Choix du type de fondations :

Le type de fondations est choisi essentiellement selon les paramètres suivants :

- La résistance du sol ;
- Le tassement du sol ;
- Le mode constructif de la structure.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité);
- Facilité d'exécution (coffrage);
- Economie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement, on adoptera le type de semelle convenable.

### VIII-3) Etude du sol :

Le choix de types 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 nous ont donné une contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$ .

### VIII-4) Dimensionnement :

#### 1<sup>er</sup> Cas :

#### A) Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = \frac{50}{50} = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{814}{200}} = 2.01m$$

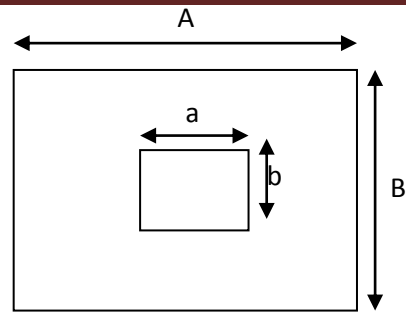


Figure VIII-1 : Semelle isolée

Exemple :

$$N_{ser} = 1131.62 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN} / m^2 \quad \Rightarrow \quad A = B = 2,05m$$

**Conclusion :**

Etant donné qu'on a des semelles filantes sous voile, et qu'il est préférable d'avoir un seul type de semelle alors on a fait le choix d'opter pour une semelle filantes.

**B) Semelles filantes :**

**1) Semelles filantes sous voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Avec :

**B** : Largeur de la semelle.

**L** : Longueur de la semelle.

**G** : Charge permanente revenant au voile considéré.

**Q** : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.

**σsol** : contrainte admissible du sol. ( $\sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$ )

Les résultats du calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ **Sens longitudinal :**

Voile	N <sub>s</sub> (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L
				[m <sup>2</sup> ]
V7	733.53	2	1.83	3.66
V8	733.52	2	1.83	3.66
V9	657.69	2	1.64	3.28
V10	657.59	2	1.64	3.28
				S <sub>T</sub> =13.88

Tableau VIII-1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

➤ Sens transversal :

Voile	$N_s$ (KN)	L (m)	B (m)	$S = B \times L$
				[m <sup>2</sup> ]
V1	733.53	1.5	2.44	3.66
V2	733.52	1.5	2.44	3.66
V3	882.18	1.5	2.94	4.41
V4	882.22	1.5	2.94	4.41
V5	657.69	1.5	2.19	2.79
V6	657.59	1.5	2.19	4.69
				$S_t=23.62$

Tableau VIII-2 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal).

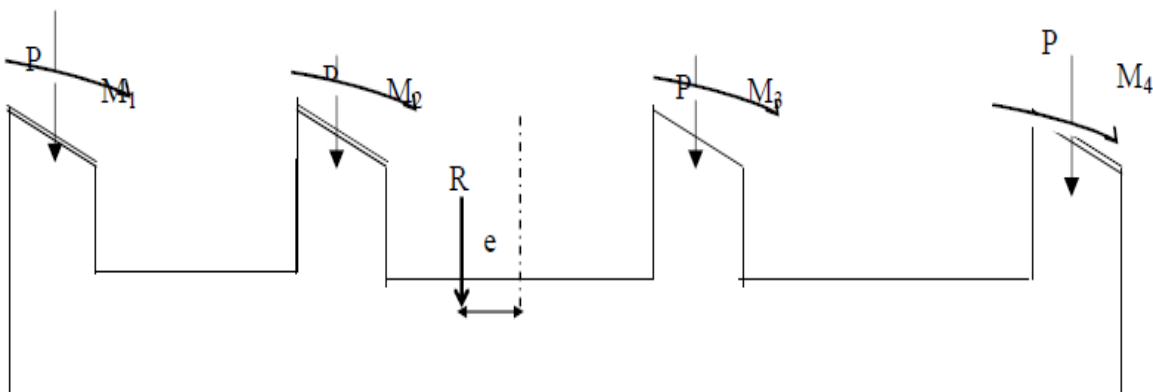
La surface des semelles filantes sous voiles est :  $S = 37.5 \text{ m}^2$

2) Semelles filantes sous poteaux :

❖ Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide et engendre une répartition linéaire de contraintes 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.



**Figure VIII-2: Semelles filante sous poteaux.**

- **Etape de calcul**

- Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$

- Détermination de coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = 0$$

- Détermination de la distribution par (ml) des sollicitations de la semelle :

$$e \leq \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$e > \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

Poteaux	N <sub>ser</sub>	M <sub>i</sub>	e <sub>i</sub> (m)	N <sub>ser</sub> × e <sub>i</sub>
1	680.18	-10.475	9.34	6352.88
2	789.13	1.035	-1.88	-1483.56
3	814.12	-3.781	-3.781	2043.44
4	637.82	7.556	7.556	-5772.27
<b>Somme</b>	2921.25	-5.665	/	1140.49

**Tableau VIII-3 Résultante des charges sous poteaux.**

### Exemple de calcul

1- Détermination de la charge totale transmise par les poteaux

$$\sum N_s = 2921.25 \text{ KN}$$

2- Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle

$$e = \frac{\sum (N_s e_i) + \sum M_i}{\sum N_s} \quad e = 0.38m$$

3-Distribution de la réaction par mètre linéaire

$$e = 0.38 < \frac{L}{6} = \frac{11.5}{6} = 1.91m$$

→Répartition trapézoïdale

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{2921.25}{11.8} \left( 1 + \frac{6 \times 0.38}{11.8} \right) = 295.39 \text{ KN / ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{2921.25}{11.8} \left( 1 - \frac{6 \times 0.38}{11.8} \right) = 199.72 \text{ KN / ml}$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{2921.25}{11.8} \left( 1 + \frac{3 \times 0.38}{11.8} \right) = 271.48 \text{ KN / ml}$$

4- détermination de la longueur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{271.48}{200} = 1.357 \text{ m} \quad \Rightarrow B = 1.40m$$

$$\Rightarrow S = B \times L = 1.40 \times 11.8 = 16.52m^2$$

**Remarque**

Un calcul identique est effectué pour les autres semelles. Ainsi, la surface totale des semelles sous poteaux est de :

$$S_t = S_p \times n + S_v$$

$$S_t = 16.52 \times 4 + 37.5 = 103.58m^2$$

$$S_{bat} = 181.7m^2$$

Avec:

n: Nombre de portique dans le sens considéré

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$\frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{103.58}{181.7} = 0.57$$

La surface totale des semelles représente 57% de la surface du bâtiment.

**Conclusion :** Vu que les semelles occupent plus de 57% de la surface du sol d'assise, on adopte un radier général comme fondation de notre bâtiment.

### VIII.5 : Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

#### VIII.5.1 : Pré dimensionnement du radier :

a) Selon la condition d'épaisseur minimale, la hauteur du radier doit avoir au moins 25 cm.

b) Selon la condition forfaitaire :

- Sous voile :

$$\frac{L_{\text{max}}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\text{max}}}{5}$$

$$L_{\text{max}} = 4.00 \text{ m} \quad 50\text{cm} \leq h \leq 80\text{cm}$$

On prend :  $h = 70\text{cm}$

- Sous poteau,

la dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h \geq \frac{L_{\text{max}}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h_d \geq \frac{400}{20} = 20\text{cm}$$

On prend :  $h_d = 30\text{cm}$

c) La nervure du radier doit avoir une hauteur  $h_t$  égale à :

$$h \geq \frac{400}{10} = 40\text{cm} \quad \text{Soit : } h_n = 60 \text{ cm}$$

### d) Vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec,  $L_e$  : Longueur élastique.

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40$  MPa pour un sol moyen.

$I$  : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m) ;

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.00\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.776 \text{ m} \quad \text{Soit : } h_n = 100 \text{ cm}$$

### La largeur de la nervure :

$$0.4 \times h_n \leq b_n \leq 0.7 \times h_n$$

$$0.4 \times 100 \leq b_n \leq 0.7 \times 100.$$

$$\Rightarrow 40 \leq b_n \leq 70 \text{ on opte pour } b_n = 60 \text{ cm.}$$

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

– Hauteur des nervures suivant les deux sens :  **$h_n = 100 \text{ cm}$** .

– Largeur de la nervure:  **$b_n = 60 \text{ cm}$** .

– Hauteur de la dalle:  **$h_d = 30 \text{ cm}$** .

– Dalle flottante :  **$h = 15 \text{ cm}$**

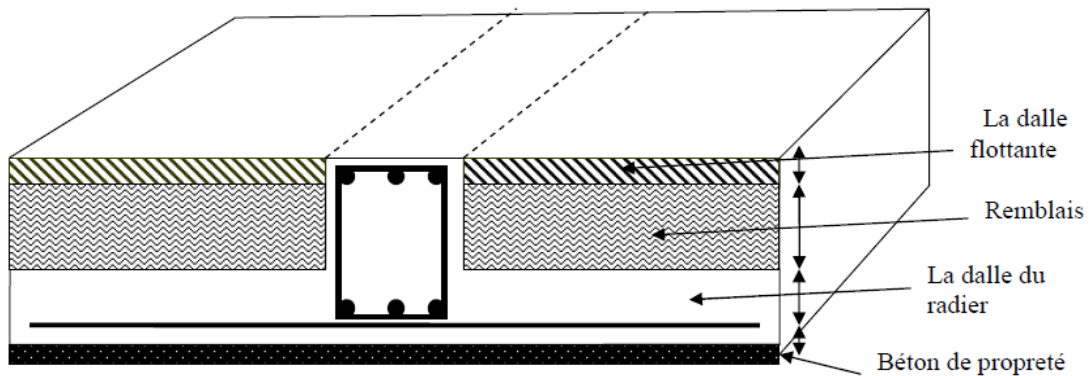


Figure VIII-3 : La coupe verticale d'un radier générale

### VII.5.2 : Détermination des efforts

#### -Combinaison d'actions

Charge permanente  $G = 17949.5 \text{ KN}$

Charge d'exploitation  $Q = 3628.4 \text{ KN}$

A l'ELU :  $N_u = 1,35G + 1,5Q = 31822.59 \text{ KN}$

A L'ELS:  $N_s = G + Q = 21577.9 \text{ KN}$

### VIII.5.3 : Détermination de la surface nécessaire du radier

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{2 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{31822.59}{2 \times 200} = 79.55 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{21577.9}{200} = 107.89 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{nec}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 107.89 \text{ m}^2$$

**Sbâtiment = 181.7 > Sradier = 107.89 m<sup>2</sup>**

**Remarque :** On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de  $L_{\text{déb}} = 70 \text{ cm}$ .

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}}$

Avec :

$$S_{\text{deb}} = (15.50 \times 0.5) \times 2 + (11.80 \times 0.5) \times 2 = 27.3 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 181.7 + 27.3 = 209 \text{ m}^2$$

### VIII.5.4 : Détermination des efforts à la base du radier :

#### a. Charges permanentes

- **Poids du bâtiment :**

$$G_{\text{bâtiment}} = 39089.81 \text{ KN}$$

- **Poids du radier :**

Pradier = poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

- **Poids de la dalle :**

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_{\text{beton}}$$

$$P_{\text{dalle}} = 209 \times 0.3 \times 25 = 1567.5 \text{ KN}$$

- **Poids des nervures :**

$$P_{\text{ner}} = b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n_x + L_y \times n_y) \times \rho_{\text{beton}}$$

$$P_{\text{ner}} = [0.6(1 - 0.3) \times (15.50 \times 6 + 11.80 \times 4) \times 25] = 1472.1 \text{ KN}$$

- **Poids du TVO:**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{\text{TVO}}$$

$$P_{\text{TVO}} = (209 - 84.12) \times (1.00 - 0.3) \times 17 = 1486.072 \text{ KN}$$

Avec :

Poids volumique du TVO :  $\rho_{\text{TVO}} = 17 \text{ KN} / \text{m}^3$

La surface des nervures :

$$S_{\text{ner}} = 0.6 \times (15.50 \times 6 + 11.80 \times 4) = 84.12 \text{ m}^2$$

- **Poids de la dalle flottante :**

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{radier}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_{\text{beton}}$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = (209 - 84.12) \times 0.1 \times 25 = 312.2 \text{ KN}$$

D'où :  $G_{\text{radier}} = P_{\text{dalle}} + P_{\text{ner}} + P_{\text{TVO}} + P_{\text{dalle flotta}}$

$$G_{\text{radier}} = 1567.5 + 1472.1 + 1486.072 + 312.2 = 4837.87 \text{ KN}$$

#### b. Surcharge du bâtiment et du radier :

$$Q_{\text{bat}} = 3628.4 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{rad}} = 2.5 \times 209 = 522.5 \text{ KN}$$

**c. Poids total de la structure :**

$$G_{total} = G_{bâtiment} + G_{radier} = 17949.5 + 4837.87 = 22787.37 \text{ KN}$$

$$Q_{total} = Q_{bat} + Q_{rad} = 3628.4 + 522.5 = 4150.9 \text{ KN}$$

**d) Combinaison d'actions :**

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 22787.37 + 1.5 \times 4150.9 = 36989.29 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G + Q = 22787.37 + 4150.9 = 26938.27 \text{ KN}$$

**VIII.6 : Vérifications :**

**VIII.6.1 : Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0.9 \times h_d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{max} = q_u \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{36989.29 \times 1}{209} \times \frac{4.00}{2} = 353.96 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{353.96}{1 \times 0.27} = 1310.96 \text{ KN/m}^2 = 1.31 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**VIII.6.2 : Vérification de l'effort de sous pression**

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1.5 \times 10 \times 1.25 \times 209 = 3918.75 \text{ KN}$$

P : poids total du bâtiment à la base du radier,

$\alpha$  : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement  $\alpha = 1.5$ ,

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ ),

Z : profondeur de l'infrastructure (h =1,25 m),

P = 18675.18 KN > 3918.75 KN  $\Rightarrow$  pas de risque de soulèvement de la structure.

### VIII.6.3 : Vérification de la stabilité du radier

Elle consiste à vérifier les contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- efforts normaux dus aux charges verticales,
- moment de renversement du au séisme.

$$M = M_0 + T_0 h$$

$M_0$  : moment sismique à la base de la structure,

$T_0$  : Effort tranchant à la base de la structure,

h : profondeur de l'infrastructure.

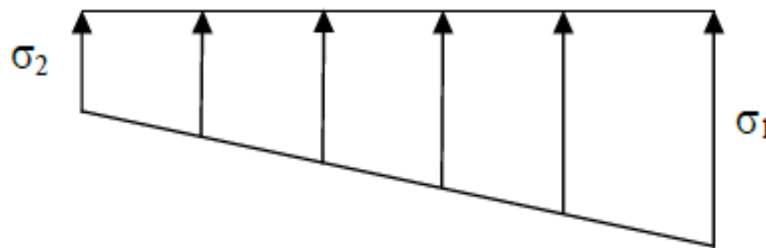


Figure VIII-4 : Diagramme des contraintes.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

$$\text{E L U : } \sigma_m \leq 2 \sigma_{sol}$$

$$\text{E L S : } \sigma_m \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad , 2 \sigma_{sol} = 400 \text{ KN/m}^2$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M V}{I}$$

## CHAPITRE : VIII Etude de l'infrastructure

-Calcul du CDG et les moments d'inertie :

Les coordonnées du centre de graviter du radier sont :

$$X_G = 7.75 \text{ m}$$

$$Y_G = 5.9 \text{ m}$$

Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$$I_x = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{15.50 \times 11.80^3}{12} = 2122.24 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{b \times h^3}{12} = I_y = \frac{11.80 \times 15.50^3}{12} = 3661.81 \text{ m}^4$$

-Calcul les moments :

Sollicitation		M <sub>0</sub> (KN.m)	T <sub>0</sub> (KN)	H(m)	M(KN.m)
	XX	41872.383	2183.1	1	44055.483
	YY	42292.634	2182.78	1	44475.41

**Tableau VIII-4 : valeurs des moments et efforts tranchants tirées d'ETABS.**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

	ELU			ELS		
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_m$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_m$
	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>
<b>X-X</b>	337.86	16.10	257.42	173.76	-31.99	122.32
<b>Y-Y</b>	248.64	105.32	212.81	200.55	57.23	164.30

**Tableau VIII-5 : les contraintes à l'ELU et à l'ELS.**

**L'ELU:  $\sigma_m < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$**

**L'ELS:  $\sigma_m < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$**

	contraintes	ELU	ELS	condition
sens	xx	257.42	122.32	cv
	yy	212.81	164.30	cv

**Tableau VIII-6 : résumé des contraintes.**

**VIII.6.4 : Vérification au poinçonnement :**

Aucun calcul ne serait exigé si la condition suivante était vérifiée :

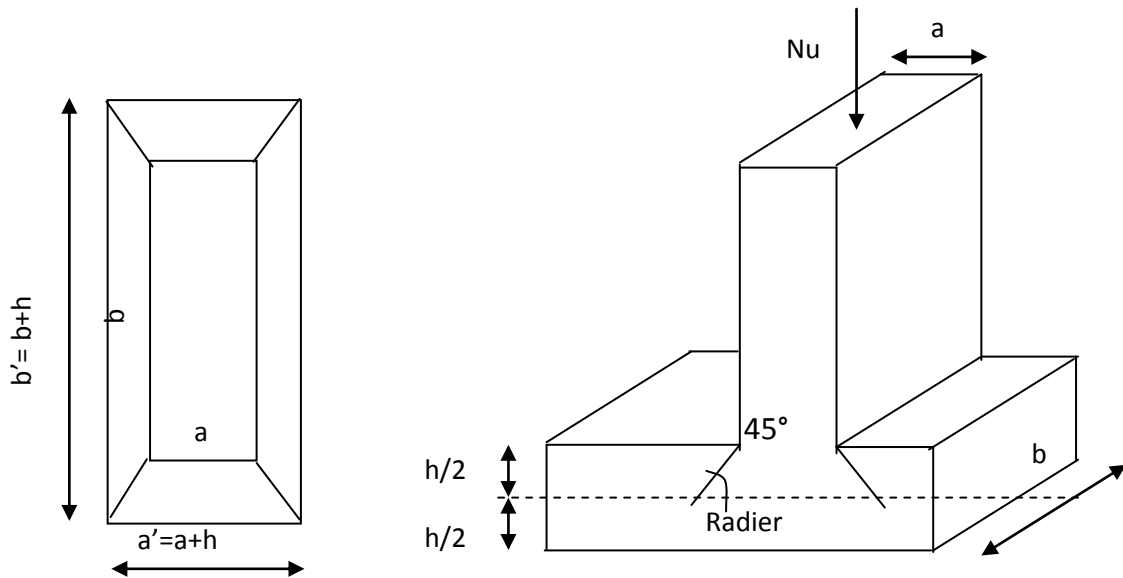
$$N_u \leq \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau.

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$a$  : Epaisseur du poteau ou du voile.

$b$  : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).



**Figure VIII-5 : Périmètre utile des voiles et des poteaux**

**a/ Vérification pour les poteaux : (Poteau le plus sollicité).**

$$\mu_c = (a' + b') = (a + b + 2h) \times 2 = (0.50 + 0.50 + 2 \times 1) \times 2 = 6m$$

$$\bar{N}_u = \frac{0.07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 6 \times 1 \times 25000}{1.5} = 7000KN$$

$$N_u = 1125.12KN < \bar{N}_u = 7000KN \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### VIII.7 : Vérification pour les voiles : (Voile le plus sollicité).

$$\mu_c = (a' + b') = (a + b + 2h) \times 2 = (0.2 + 1 + 2 \times 1) \times 2 = 6.4\text{m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0.07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 6.4 \times 1 \times 25000}{1.5} = 7466.67\text{KN}$$

$$N_u = 1697.693 < \bar{N}_u = 7583.33\text{KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### VIII.7.1 : Ferrailage du radier :

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91.

### VIII.7.1 : Ferrailage des panneaux encastres sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

- **1<sup>er</sup> Cas :** Si  $\alpha < 0,4$   $\rightarrow$  La flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} ; M_{oy} = 0$$

- **2<sup>eme</sup> Cas :** Si  $0,4 < \alpha \leq 1$   $\rightarrow$  Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

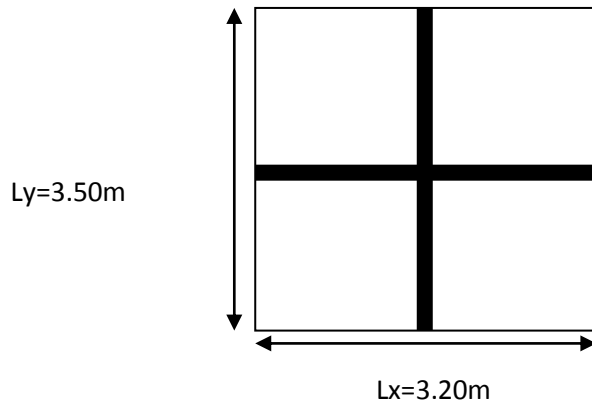
Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec } (L_x < L_y)$$

**Remarque :** Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

### -Identification du panneau le plus sollicité

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.2}{3.50} = 0.91$$



$0,4 < \alpha \leq 1 \rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte  $\sigma_m$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{A l'ELU : } q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(257.42 - \frac{4837.87}{209}\right) \times 1\text{m} = 234.27\text{KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(164 - \frac{4837.87}{209}\right) \times 1\text{m} = 140.85\text{KN/ml.}$$

**-Calcul à l'ELU :**

1-Evaluation des moments  $M_x, M_y$  :

$$\nu=0 ; \rho = 0.91 \rightarrow \mu_x = 0.0448$$

$$\mu_y = 0.798$$

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_x = 0.0448 \times 234.27 \times 3.20^2 = 107.47\text{KN.m} \\ M_y = 0.798 \times 107.47 = 85.76\text{KNm} \end{cases}$$

**Remarque :** Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0.5) aux appuis et de (0.75) en travée.

### 1-Ferraillage dans le sens x-x :

#### Moments aux appuis

$$M_{ua} = (-0.5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (-0.5) \times 107.47$$

$$M_{ua} = -53.73 \text{ KNm}$$

#### Moments en travée

$$M_{ut} = (0.75) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0.75) \times 107.47$$

$$M_{ut} = 80.60 \text{ KN.m}$$

#### ➤ Aux appuis :

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{53.73 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.051 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.051 \rightarrow \beta_u = 0.9735$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{53.73 \times 10^3}{0.9735 \times 27 \times 348} = 5.87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 5.87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 6 HA12/ml = 6.79 cm<sup>2</sup>/ml .

#### ➤ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{80.60 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.077 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.077 \rightarrow \beta_u = 0.9595$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{80.60 \times 10^3}{0.9595 \times 27 \times 348} = 8.94 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ut} = 8.94 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 6 HA14/ml = 9.24 cm<sup>2</sup>/ml

### 2-Ferraillage dans le sens y-y :

#### Moments aux appuis

$$M_{ua} = (-0.5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (-0.5) \times 85.76$$

$$M_{ua} = -42.88 \text{KNm}$$

#### Moments en travée

$$M_{ut} = (0.75) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0.75) \times 85.76$$

$$M_{ut} = 64.32 \text{KN.m}$$

#### ➤ Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{42.88 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.041 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.041 \rightarrow \beta_u = 0.9795$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{42.88 \times 10^3}{0.9795 \times 27 \times 348} = 4.65 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 3.74 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 5 HA12 /ml = 5.65 cm<sup>2</sup>/ml

#### ➤ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{64.32 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.062 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.062 \rightarrow \beta_u = 0.968$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{64.32 \times 10^3}{0.968 \times 27 \times 348} = 7.07 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = 7.07 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 5 HA14 /ml = 7.70 cm<sup>2</sup>/ml

### VIII.7.2 : Vérification à l'E.L.U :

#### a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$\text{Avec : } A_{\min} = \delta_o \cdot b \cdot h \left( \frac{3-\rho}{2} \right)$$

$$\delta_o = 0,8 \text{‰ pour les HA}$$

$$A_{\min} = \delta_o \cdot b \cdot h \left( \frac{3-\rho}{2} \right) = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \left( \frac{3-0.91}{2} \right) = 2.508 \text{cm}^2 .$$

#### ➤ Aux appuis :

$$\left. \begin{array}{l} A_{ax} = 6.79 \text{cm}^2 \\ A_{ay} = 5.65 \text{cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

#### ➤ En travée :

$$\left. \begin{array}{l} A_{ax} = 9.05 \text{cm}^2 \\ A_{ay} = 7.92 \text{cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

### VIII.7.3 : Calcul et vérification à l'E.L.S :

#### 1. Evaluation des moments $M_x$ et $M_y$ :

$$\text{On a: } \mu_x = 0.0448$$

$$\mu_y = 0.798$$

$$\text{On aura donc : } \left\{ \begin{array}{l} M_x = 0.0448 \times 140.85 \times 3.2^2 = 64.61 \text{KN.m} \\ M_y = 0.798 \times 64.61 = 51.55 \text{KNm} \end{array} \right.$$

#### Moments aux appuis

$$M_{sa} = (-0.5) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (-0.5) \times 64.61$$

$$M_{sa} = -32.305 \text{KN.m}$$

#### Moments en travée

$$M_{st} = (0.75) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = (0.75) \times 64.61$$

$$M_{st} = 48.45 \text{KN.m}$$

**2. Vérification des contraintes dans le béton (Sens x-x)**

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Avec :

$\alpha$  : Position de l'axe neutre :

➤ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{53.73}{32.305} = 1.66 \quad \text{et } \mu = 0.051 \rightarrow \alpha = 0.0654$$

$$\alpha = 0.0654 < \frac{1.66 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.58 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

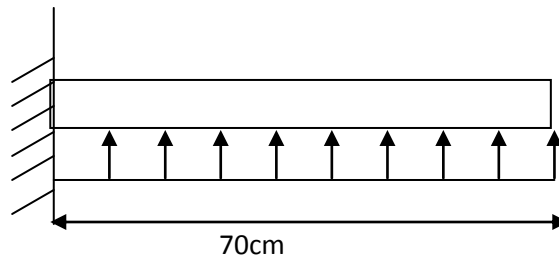
➤ **En travée :**

$$\gamma = \frac{80.60}{48.45} = 1.66 \quad \text{et } \mu = 0.077 \rightarrow \alpha = 0.10025$$

$$\alpha = 0.10025 < \frac{1.66 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.58 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

**VIII.8 : Ferrailage du débord :**

Le débord est assimilé à une console courte encadrée dans le radier de longueur L = 70cm, soumise à une charge uniformément répartie.



**Figure VIII-6 : Schéma statique du débord**

**VIII.8.1 : Sollicitation de calcul :**

A l'ELU :  $q_u = 234.27 \text{ KN/ml}$ .

$$M_u = \frac{-q_u \cdot L^2}{2} = \frac{-234.27 \times 0.7^2}{2} = -57.33 \text{ KN.m}$$

**A P'ELS :**  $P_s = 147.40 \text{ KN/ml}$

$$M_s = \frac{-q_s \cdot L^2}{2} = \frac{-140.85 \times 0.7^2}{2} = -34.50 \text{ KN.m}$$

**VIII.8.2 : Calcul des armatures :**

**a) Armatures principales :**

$b = 1 \text{ m}$  ;  $d = 27 \text{ cm}$  ;  $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{57.33 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.055 < \mu_r = 0.392$$

$$\mu_u = 0.055 \rightarrow \beta_u = 0.9715$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{57.33 \times 10^3}{0.9715 \times 27 \times 348} = 6.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $A_U = 6\text{HA}12/\text{ml} = 6.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**b) Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit  $A_r = 4 \text{ HA}10 / \text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**VIII.8.3 : Vérification à l'ELU :**

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc on adopte  $6\text{HA}12/\text{ml} = 6.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**VIII.8.4 : Vérification à l'ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{57.33}{34.50} = 1.66$$

$$\mu_s = 0.055 \rightarrow \alpha = 0.0707$$

$$\alpha = 0.0707 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.66 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.58 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

**Remarque :**

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord,  $A_{radier} > A_{débort}$  et afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

**VIII.9 : Ferrailage des nervures :**

Les nervures considérées comme des poutres doublement encastrées

$h = 100 \text{ cm} ; b = 60 \text{ cm} ; c = 5 \text{ cm}$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS

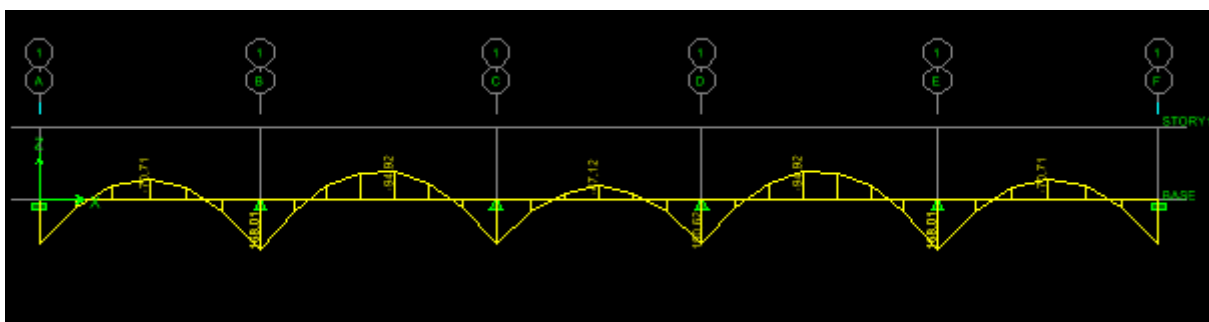
**Détermination des charges :**

**B- Sens longitudinale (X-X)**

$$q_{um} = \sigma_m (ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} = (257.42 - \frac{4837.87}{209} - \frac{1472.1}{84.12}) = 216.77 \text{KN/ml}$$

$$q_{um} = \sigma_m (ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} = (122.32 - \frac{4837.87}{209} - \frac{1472.1}{84.12}) = 81.67 \text{KN/ml}$$

**1- ELU :**



**Figure VIII-7: Diagramme des moments fléchissant à ELU**

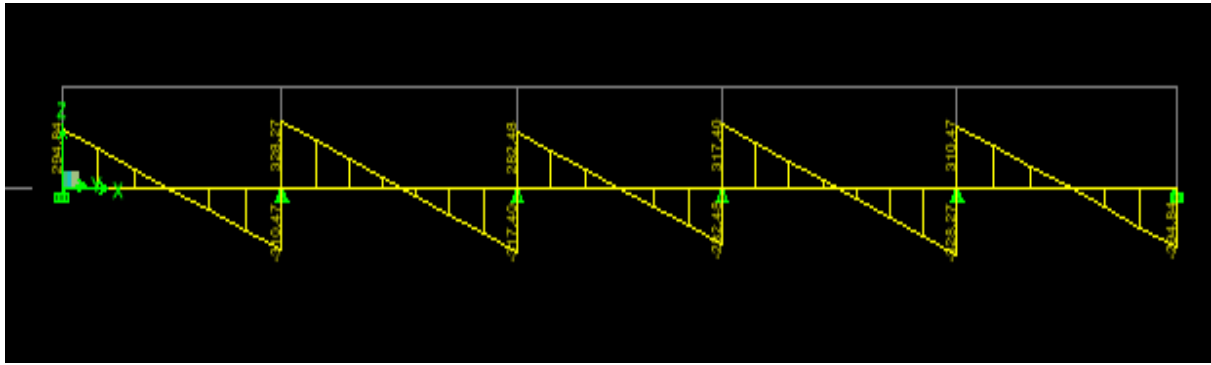


Figure VIII-8 : Diagramme des efforts tranchants à ELU

**Calcul des armatures:**

$$M_t^{max} = -94.92 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{max} = 168.01 \text{ KN.m}$$

$$b = 60 \text{ cm, } h = 100 \text{ cm, } d = 95 \text{ cm, } f_{bc} = 14,2 \text{ MPa, } \rho_{st} = 348 \text{ MPa}$$

**2-Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{168.01 \times 10^3}{60 \times 95^2 \times 14.2} = 0.021 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.021 \rightarrow \beta_u = 0.9895$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{168.01 \times 10^3}{0.9895 \times 95 \times 348} = 5.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } 4 \text{ HA } 14 + 4 \text{ HA } 14 = 12.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{94.92 \times 10^3}{60 \times 95^2 \times 14.2} = 0.012 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.012 \rightarrow \beta_u = 0.994$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{94.92 \times 10^3}{0.994 \times 95 \times 348} = 2.88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 4 HA14 + 4HA12 = 10.68 cm<sup>2</sup>/ml

2- ELS :

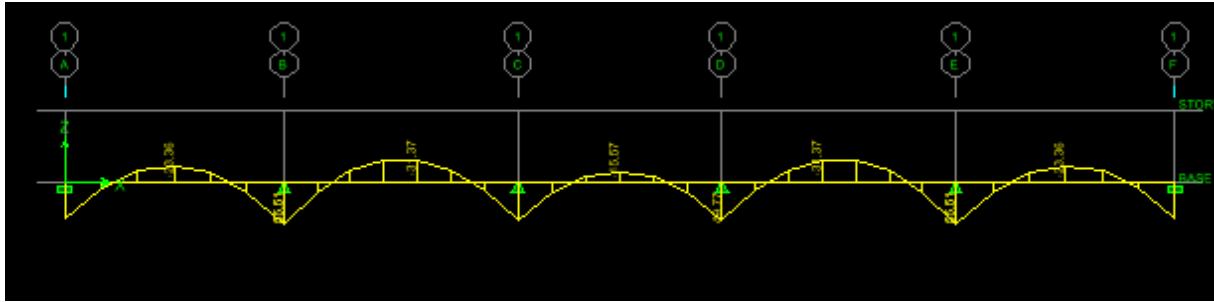


Figure VIII-9 : Diagramme des moments fléchissant à ELS

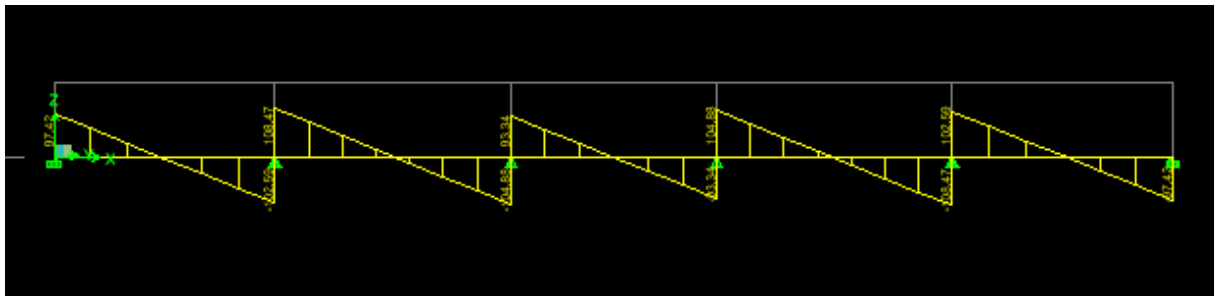


Figure VIII-10 : Diagramme des efforts tranchants à ELS

Vérification à l'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

sens	zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Rapport	Obs
x-x	appuis	168.01	55.51	3.02	0.021	0.02655	1.26	Vérifiée
	travée	-94.92	-31.37	3.02	0.012	0.0151	1.26	Vérifiée

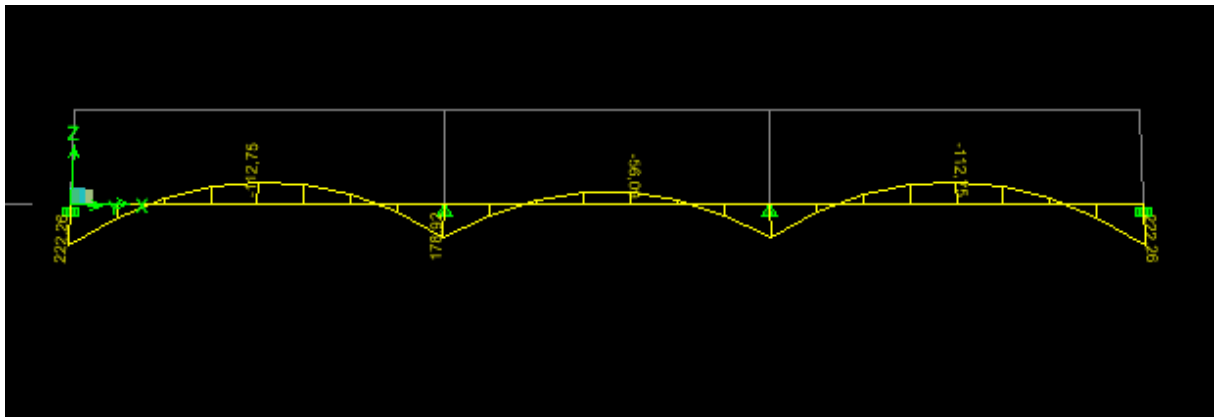
Tableau VIII-7 : Vérifications à l'ELS dans le sens longitudinal.

**A- Sens transversale (Y-Y) :**

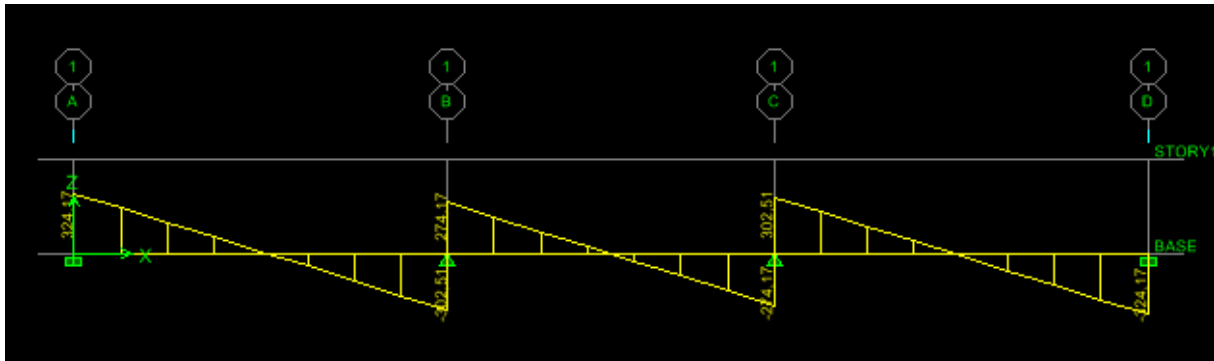
$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} = \left(212.32 - \frac{4837.87}{209} - \frac{1472.1}{84.12}\right) = 171.67 \text{KN/ml}$$

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} = \left(164.30 - \frac{4837.87}{209} - \frac{1472.1}{84.12}\right) = 123.65 \text{KN/ml}$$

**1- ELU :**



**Figure VIII-11 : Diagramme des moments fléchissant à ELU.**



**Figure VIII-12 : Diagramme des efforts tranchants à ELU.**

Le ferrailage se fera avec les moments  $M_{max}$  aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

**Calcul des armatures:**

$$M_t^{max} = -112.75 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{max} = 222.26 \text{ KN.m}$$

$$b = 60 \text{ cm}, h = 100 \text{ cm}, d = 95 \text{ cm}, f_{bc} = 14, 2 \text{ MPa}, \rho_{st} = 348 \text{ MPa}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{222.26 \times 10^3}{60 \times 95^2 \times 14.2} = 0.028 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.028 \rightarrow \beta_u = 0.986$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{222.26 \times 10^3}{0.986 \times 95 \times 348} = 6.81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 4 HA14 + 4HA14 = 12.31 cm<sup>2</sup>/ml

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{112.75 \times 10^3}{60 \times 95^2 \times 14.2} = 0.014 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

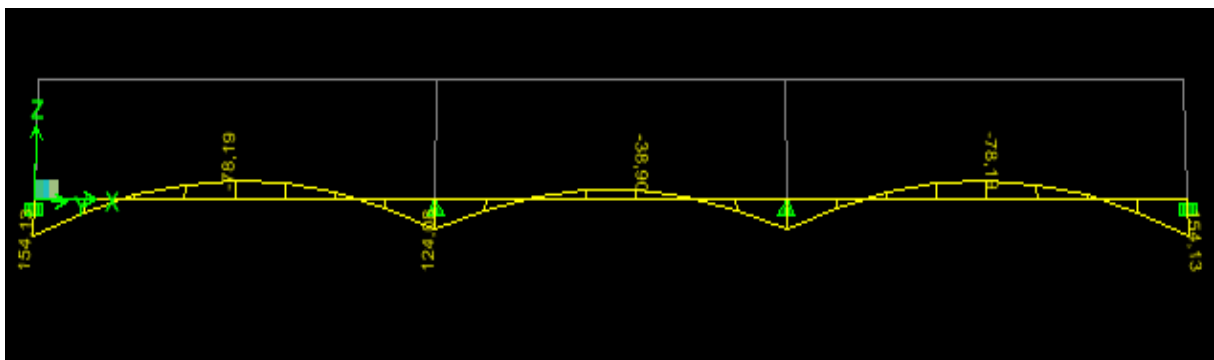
Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.014 \rightarrow \beta_u = 0.993$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{112.75 \times 10^3}{0.993 \times 95 \times 348} = 3.43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 4 HA14 + 4HA12 = 10.68 cm<sup>2</sup>/ml

**2- ELS :**



**Figure VIII-13 : Diagramme des moments fléchissant à ELS.**

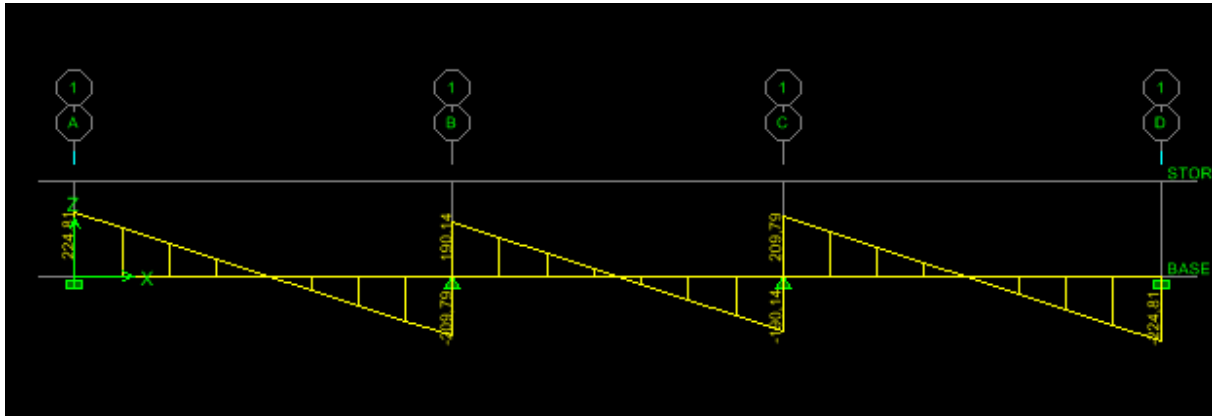


Figure VIII-14 : Diagramme des efforts tranchants à ELS

**Vérification à l'ELS :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

sens	zone	Mu	Ms	$\gamma$	$\mu$	$\alpha$	Rapport	Obs
y-y	appuis	222.26	154,13	1.44	0.028	0.0355	0.47	Vérifiée
	travée	112.75	78.19	1.44	0.014	0.0176	0.47	Vérifiée

Tableau VIII- 8 : Vérifications à l'ELS dans le sens longitudinal

**VIII.10 : Vérification à l'ELU :**

**1. Armatures longitudinales :**

$$A_{\min} = \frac{0.23b d f_{t28}}{f_c} = 6.88 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

**2. Armatures transversales :**

➤ **Diamètre minimal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66 \text{ mm}$$

Soit  $\phi = 8 \text{ mm}$ .

➤ **Espacement des armatures :**

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{15 ; 16.8\}$$

Soit  $S_t = 10\text{cm}$ .

-En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 50\text{cm}.$$

Soit  $S_t = 15\text{cm}$ .

➤ **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003S_t b = 0.003 \times 20 \times 60 = 3.6\text{cm}^2.$$

Soit :  $A_t = 6\text{HA}10 = 4,71\text{ cm}^2$  (2 cadre et un étrier)

### 3. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

**Avec :**

$T_u \max = 324.17\text{kN}$  dans le sens longitudinal

$T_u \max = 328.27\text{kN}$  dans le sens transversal

$$\text{Sens X-X: } \tau_u = \frac{324.17 \times 10^3}{400 \times 950} = 0.85 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Sens Y-Y: } \tau_u = \frac{328.27 \times 10^3}{400 \times 950} = 0.86 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### **VIII.11 : Armatures de peau (BAEL/Art8.3) :**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à  $3\text{cm}^2$  par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors d'armature de peau nécessaire est donc : **2HA14 avec  $A_s = 3.08\text{cm}^2$**

# Conclusion

Ce projet de fin d'étude nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel.

A travers cette étude, nous avons exploré les différents éléments constituant un bâtiment et les différentes étapes de calcul de chacun de ces éléments. Ajouter à cela, nous avons exploré les différents règlements régissant la construction en vigueur dans notre pays et leurs applications.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), comme le logiciel ETABS que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet ce qui nous a permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration cela nous permet d'avoir un gain de temps considérable.

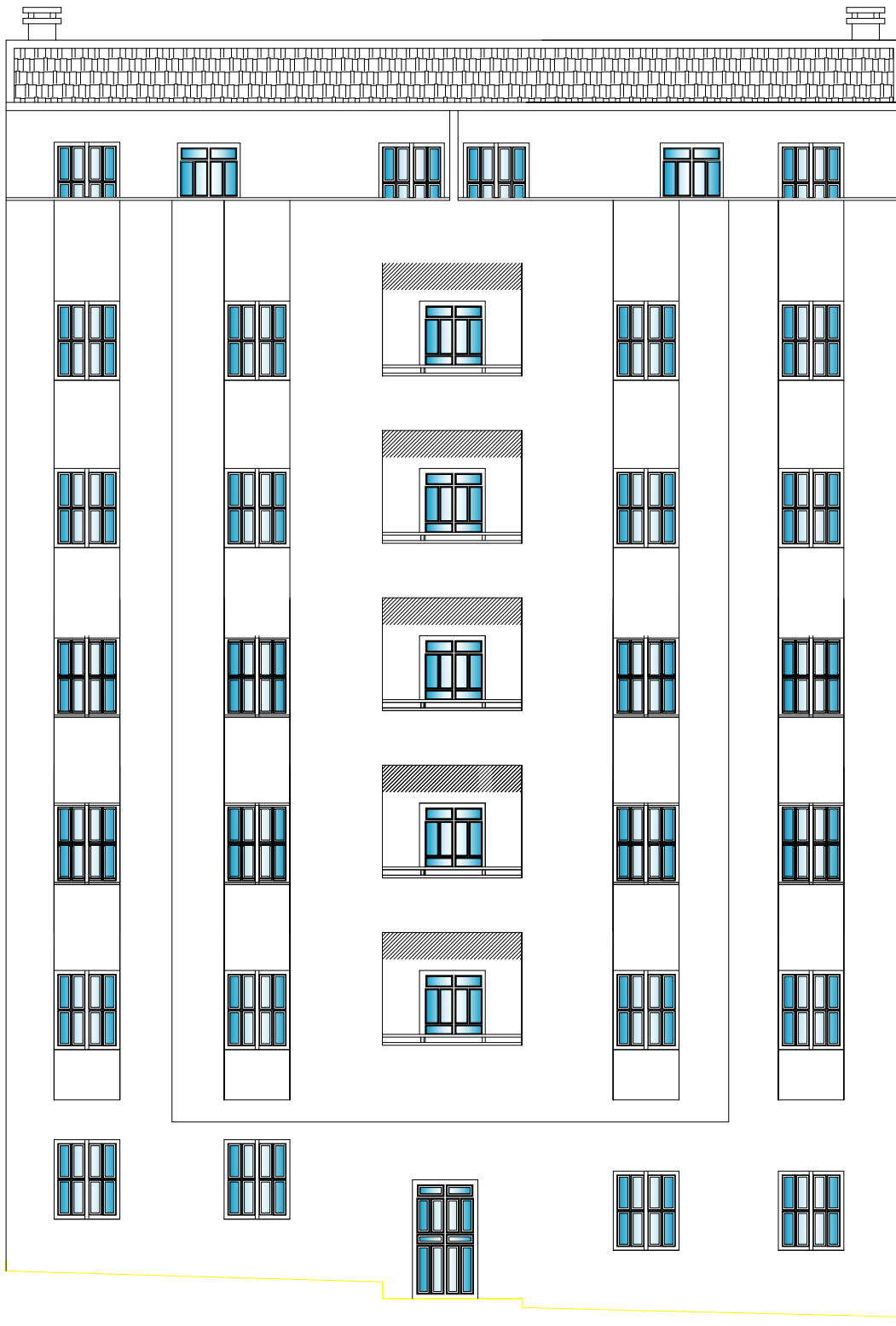
En fin, nous souhaitons que ce modeste travail soit un support et un apport pour les promotions à venir.

## Références bibliographiques

---

- Règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.
- Règles de conception et de Calcul des Structures – Béton Armé CBA93.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
- Document technique réglementaire (DTR B.C.2.2) charges permanentes et charges d'exploitation.
- Cours et TD des années précédentes.
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.
- Logiciel d'analyse des structures ETABS version (9.7.0).
- Logiciel de dessin AUTOCAD 2014.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.

Profil du terrain ech : 1/500

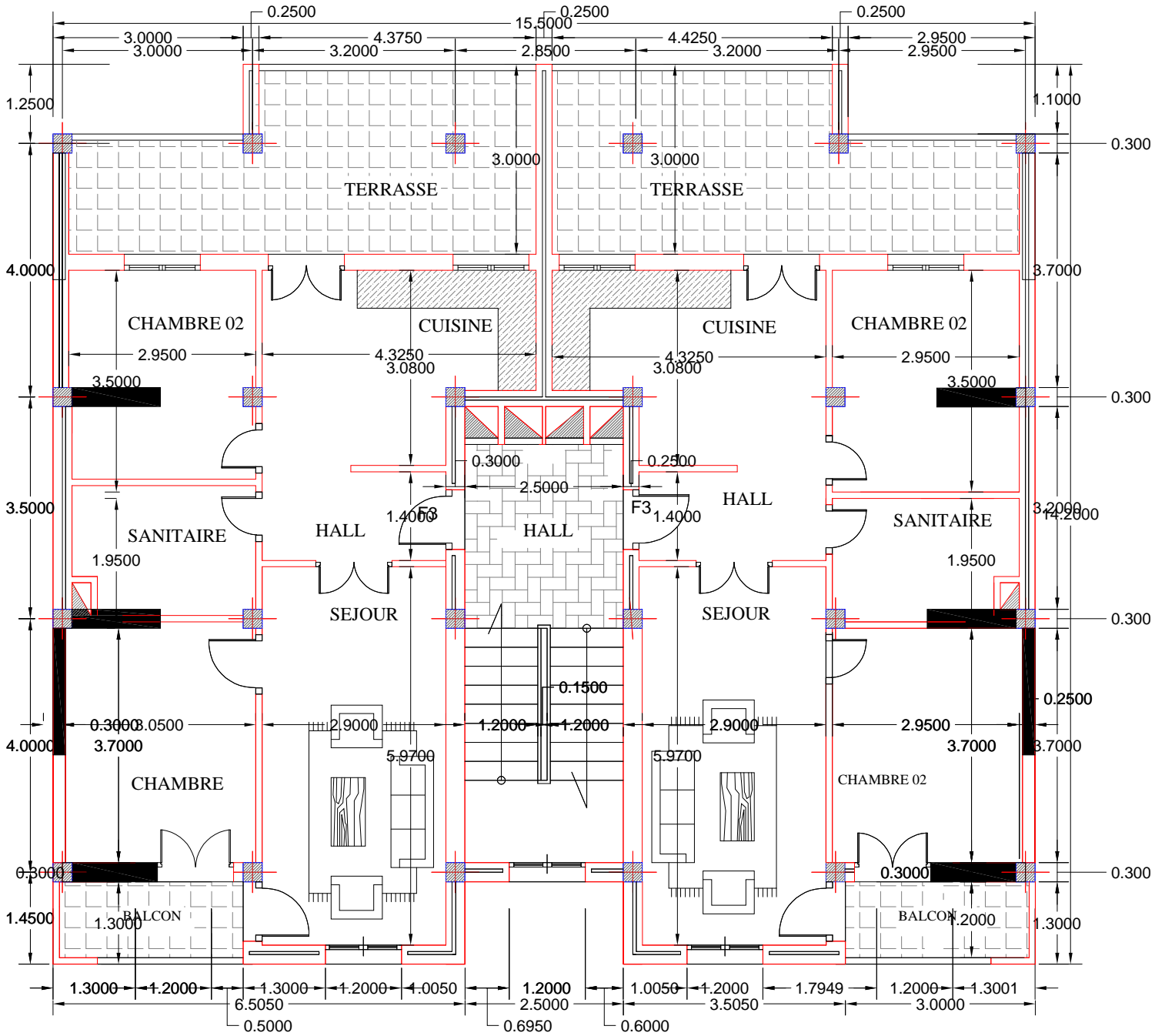


FAÇADE PRINCIPALE  
BLOCS " B "



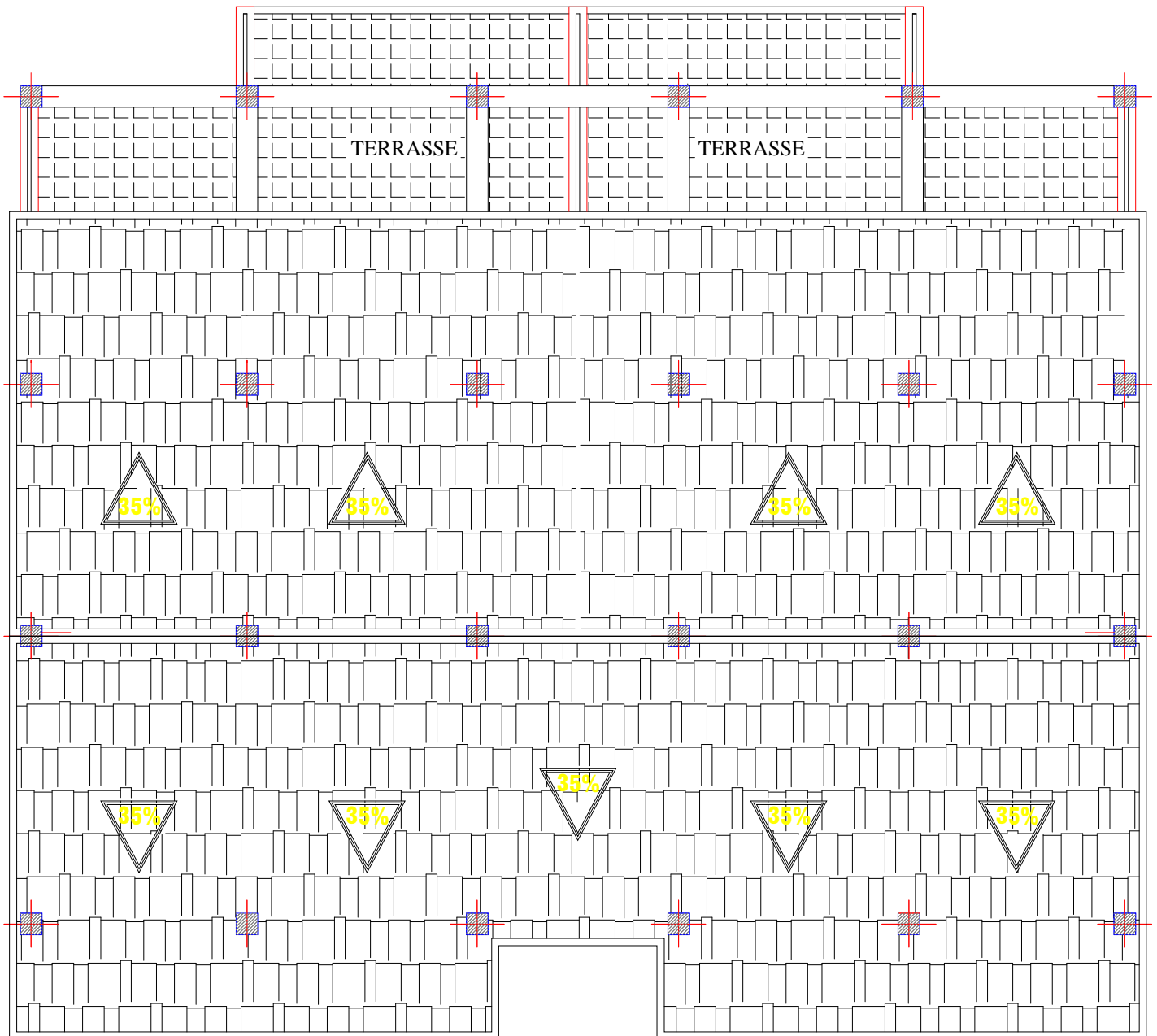
# BLOC "B"

## Etage attique

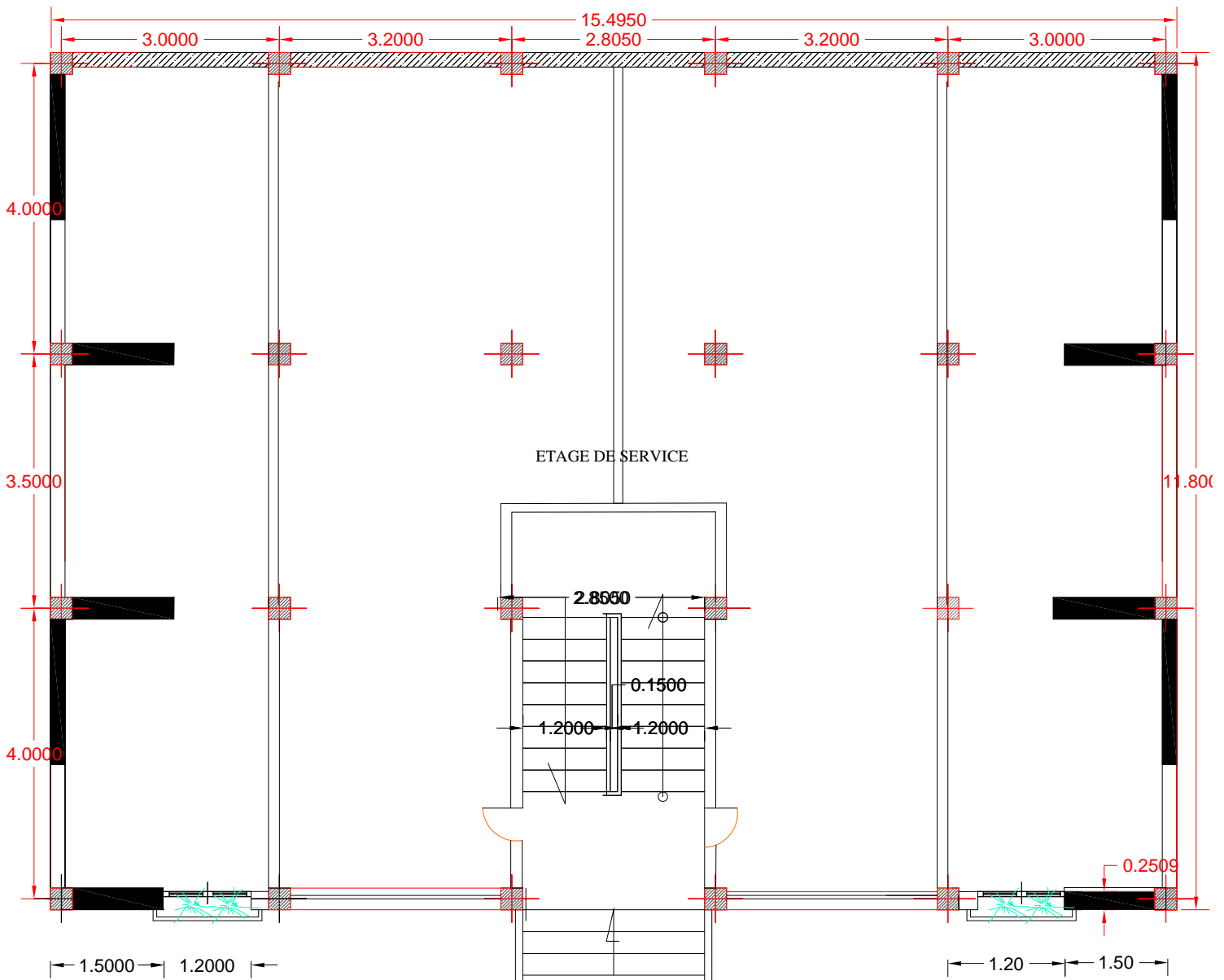


# BLOC "B"

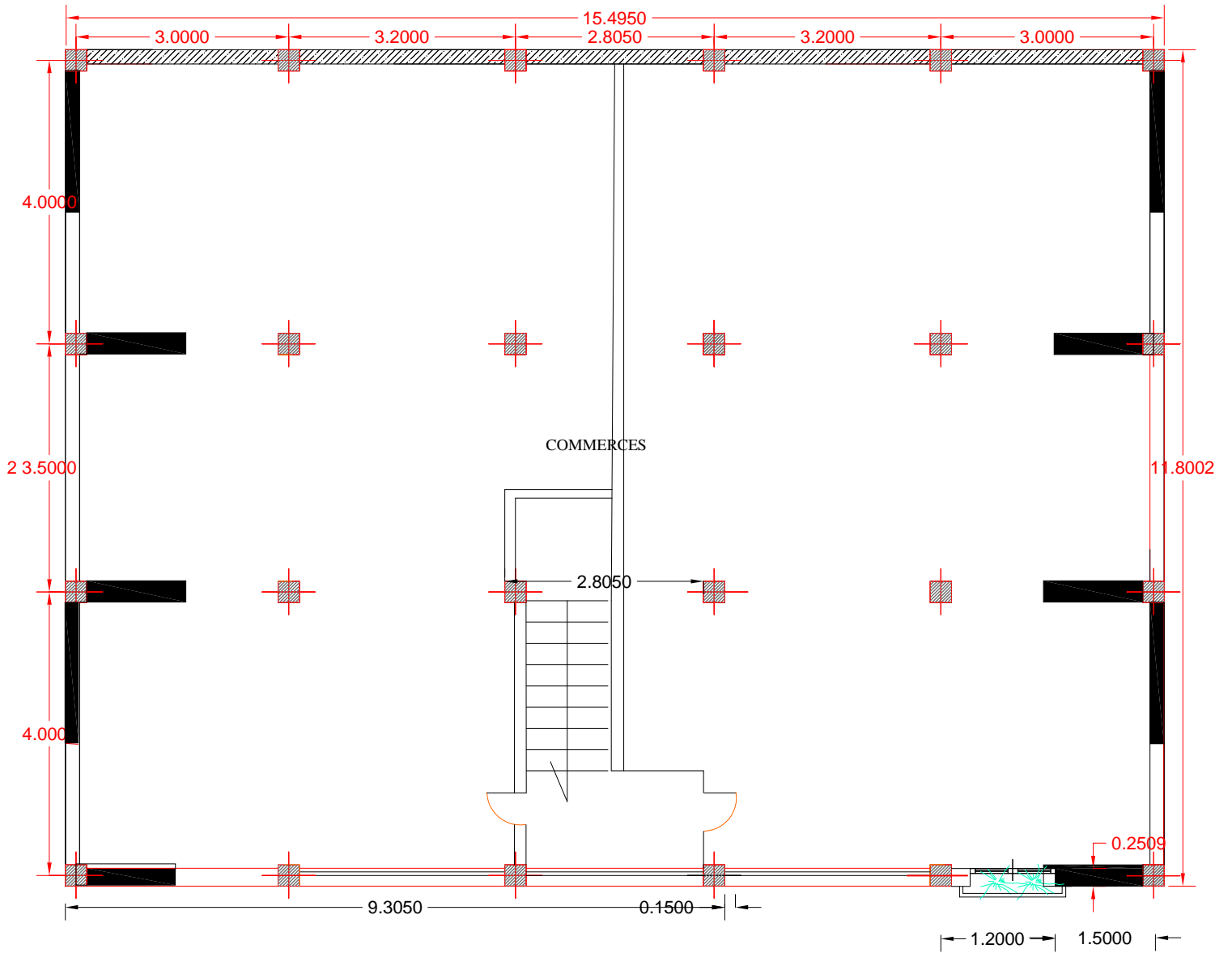
## Plan de toiture



**BLOC "B"**  
 Plan du sous sol 02 ech /  $\frac{1}{50}$

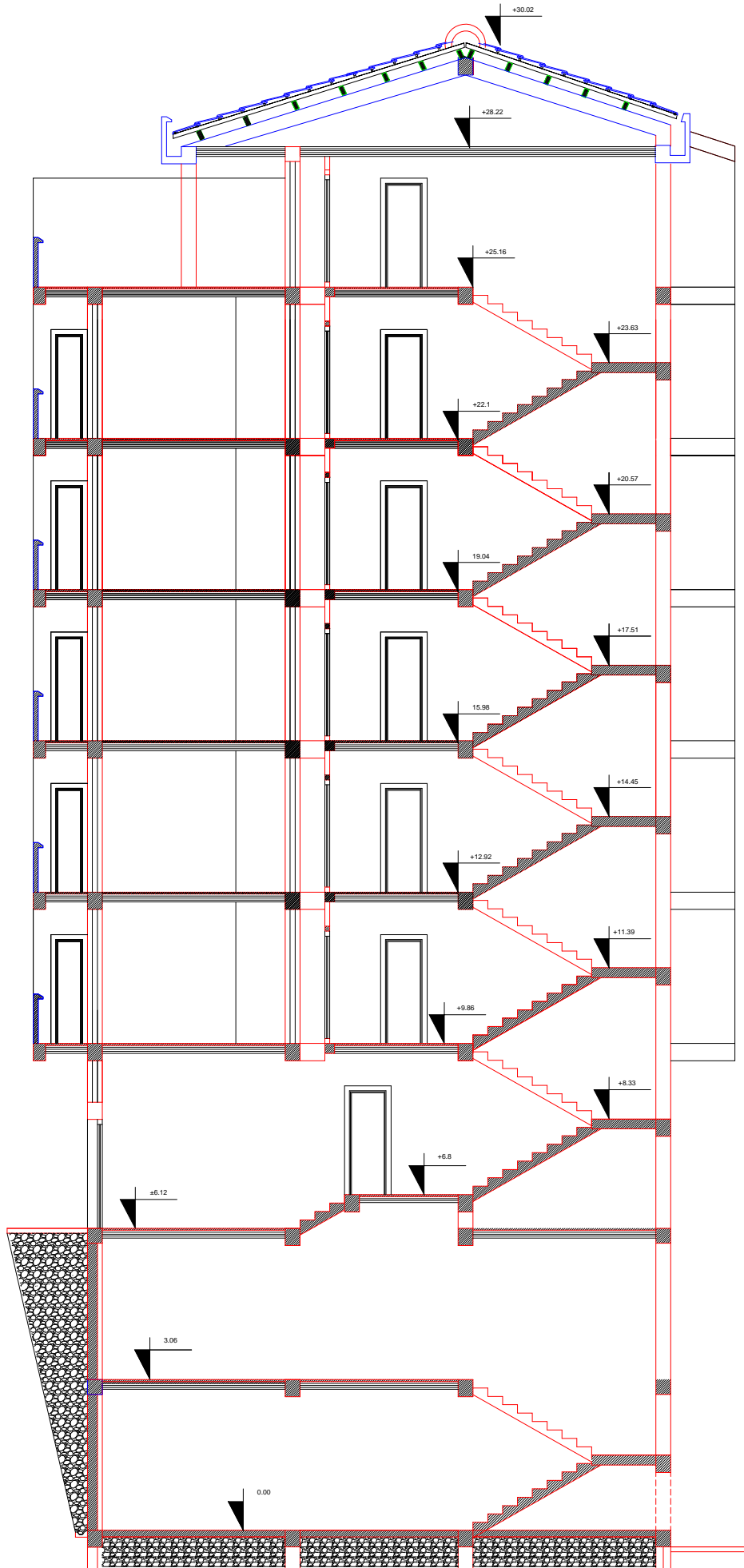


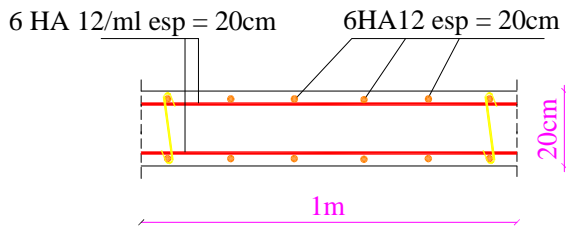
**BLOC "B"**  
Plan du sous sol 01 ech /  $\frac{1}{50}$



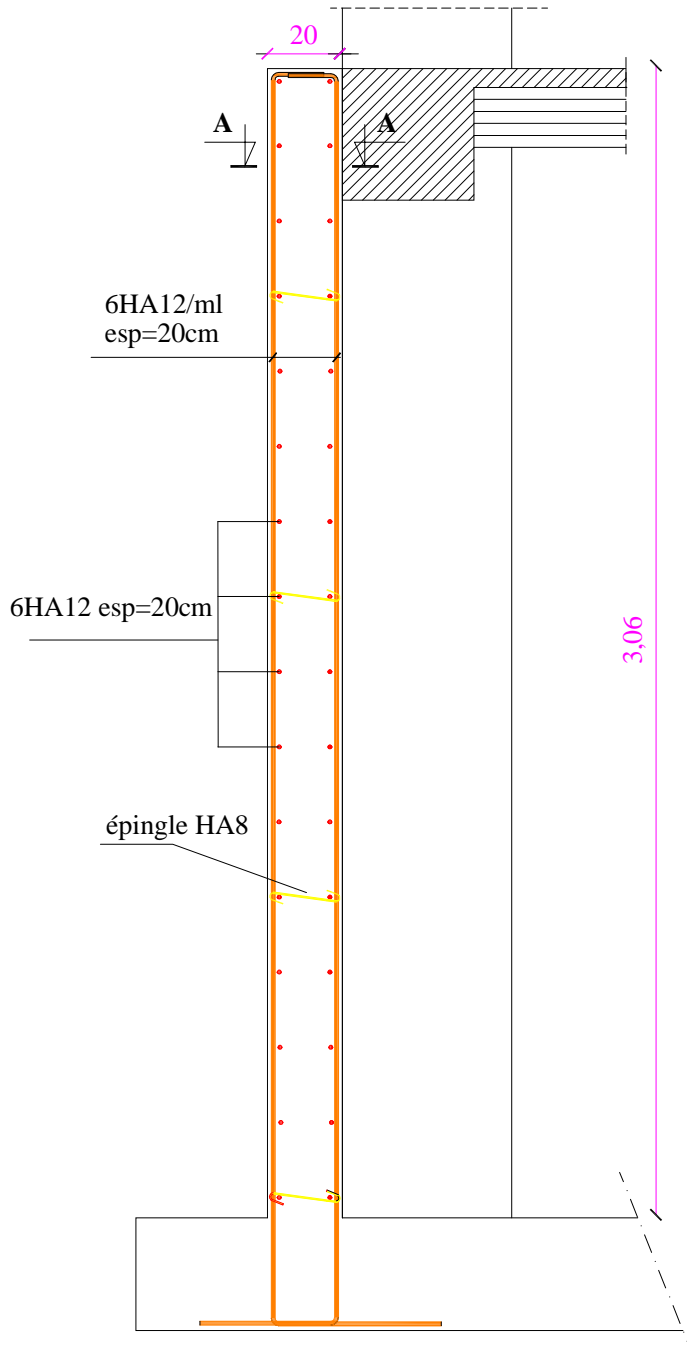


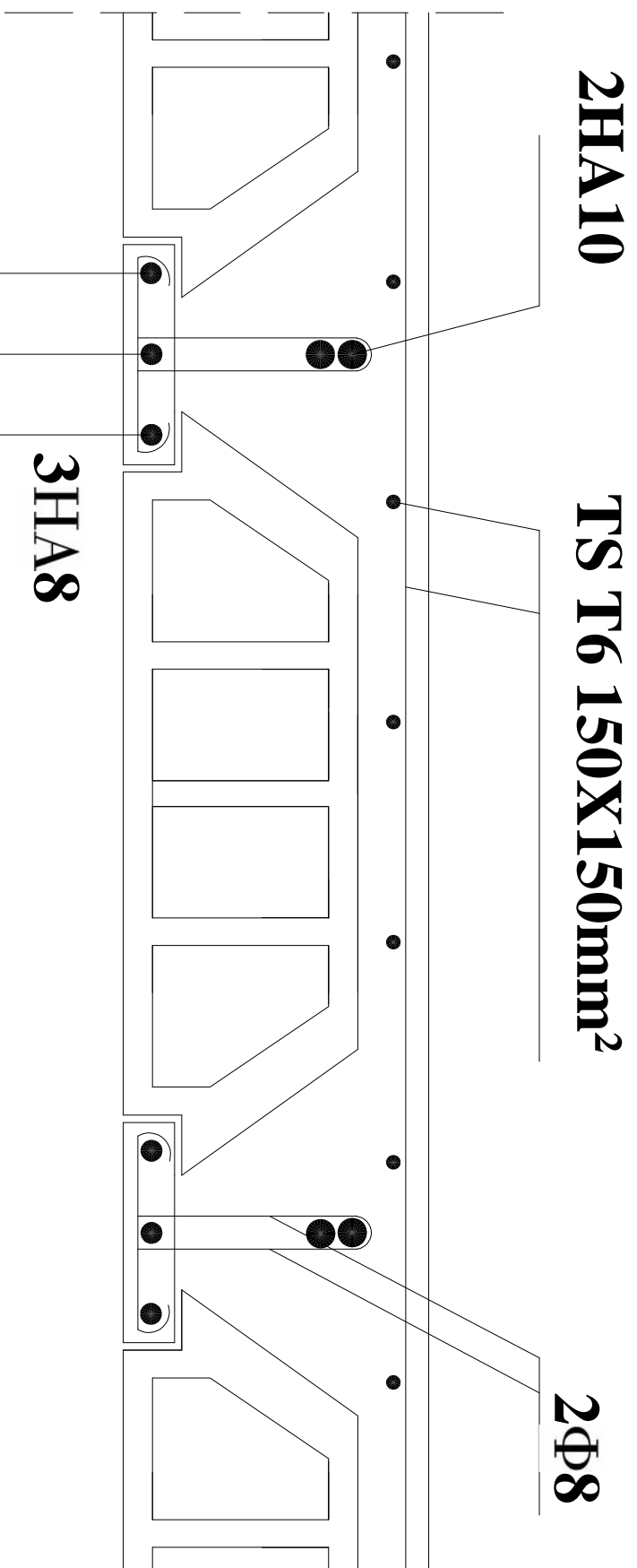
**Bloc / B**  
**COUPE SUR ESCALIER ech /  $\frac{1}{50}$**



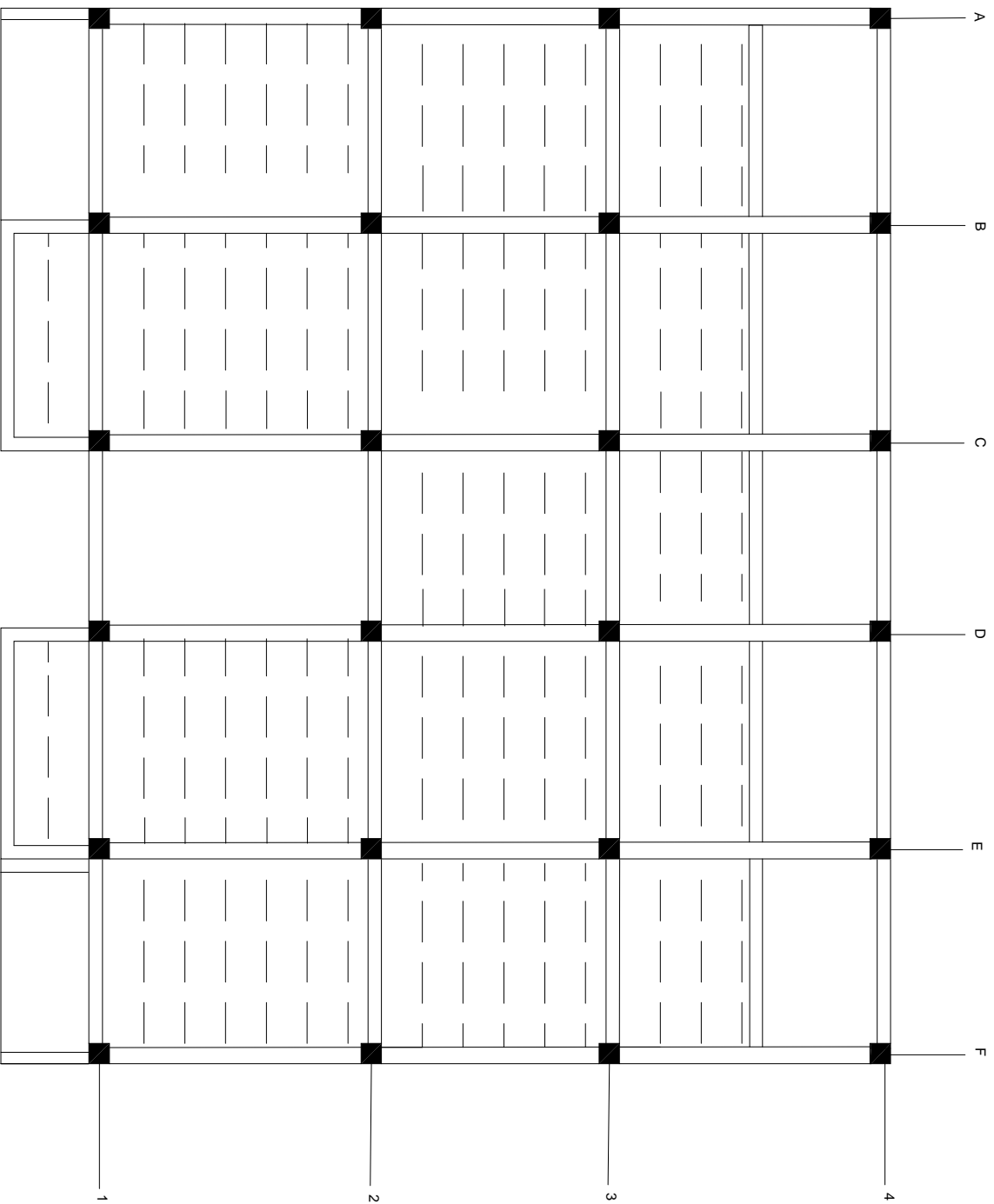


Coupe A-A

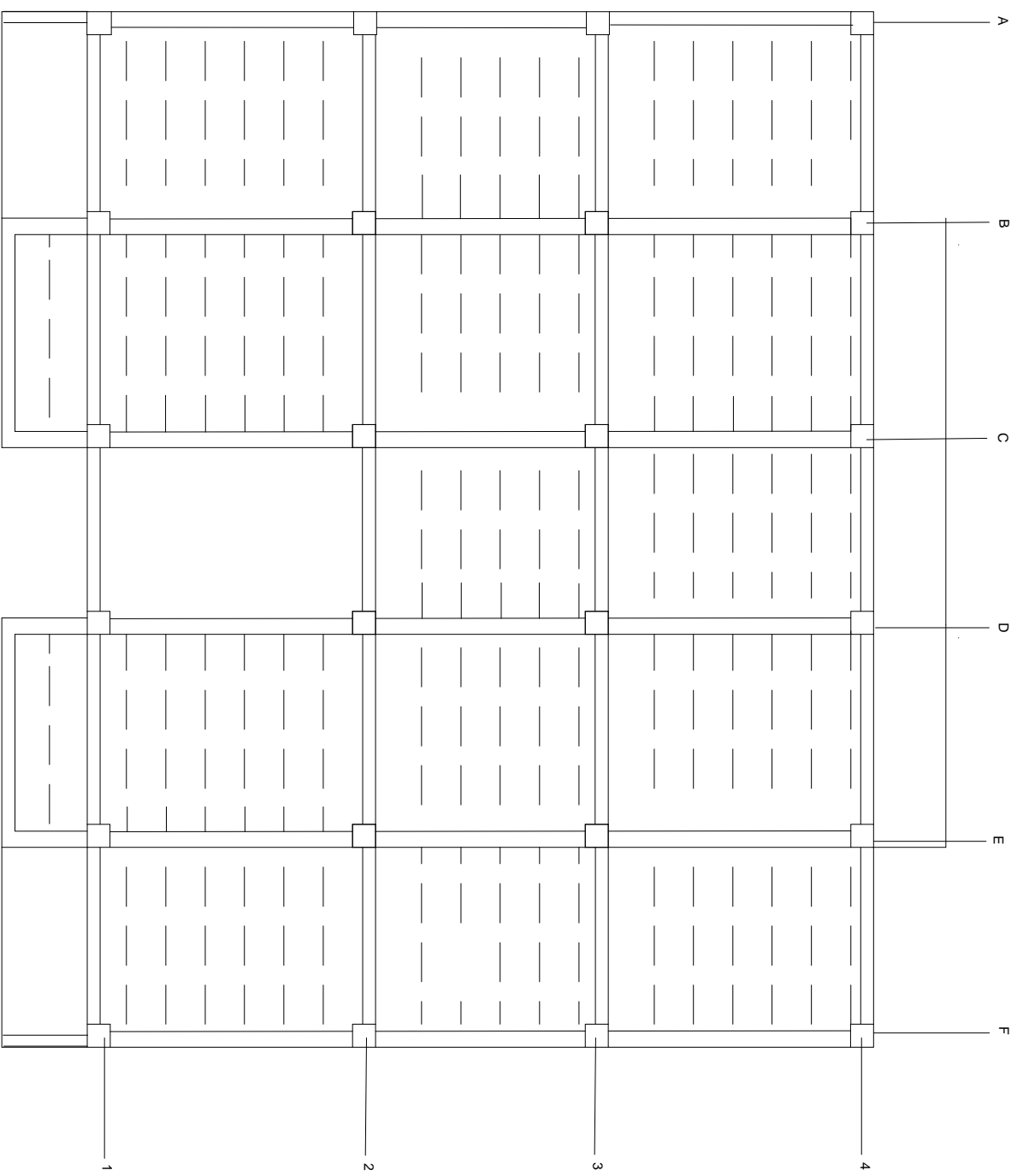




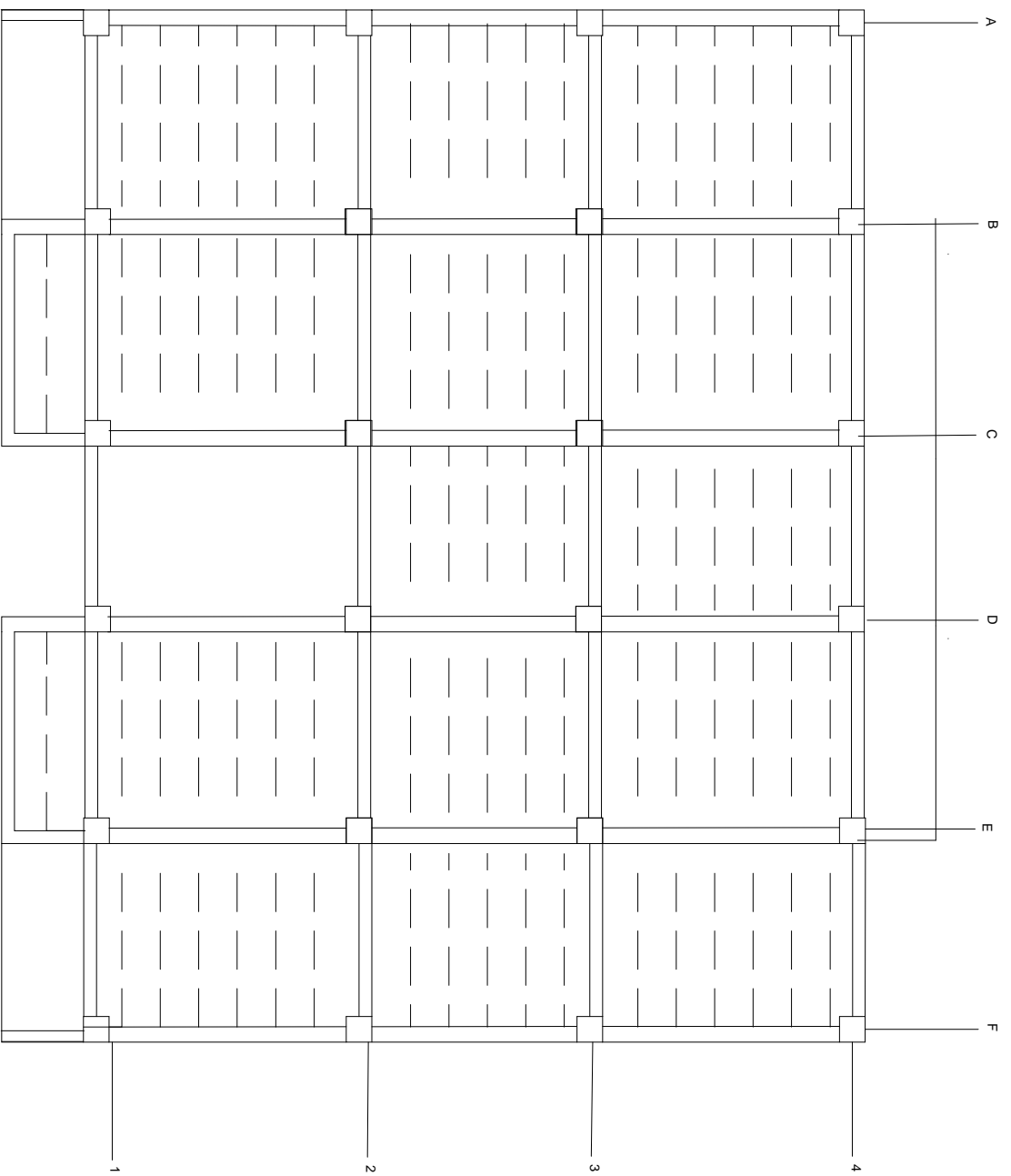
**fig III.1 Schéma du plancher à corps creux.**



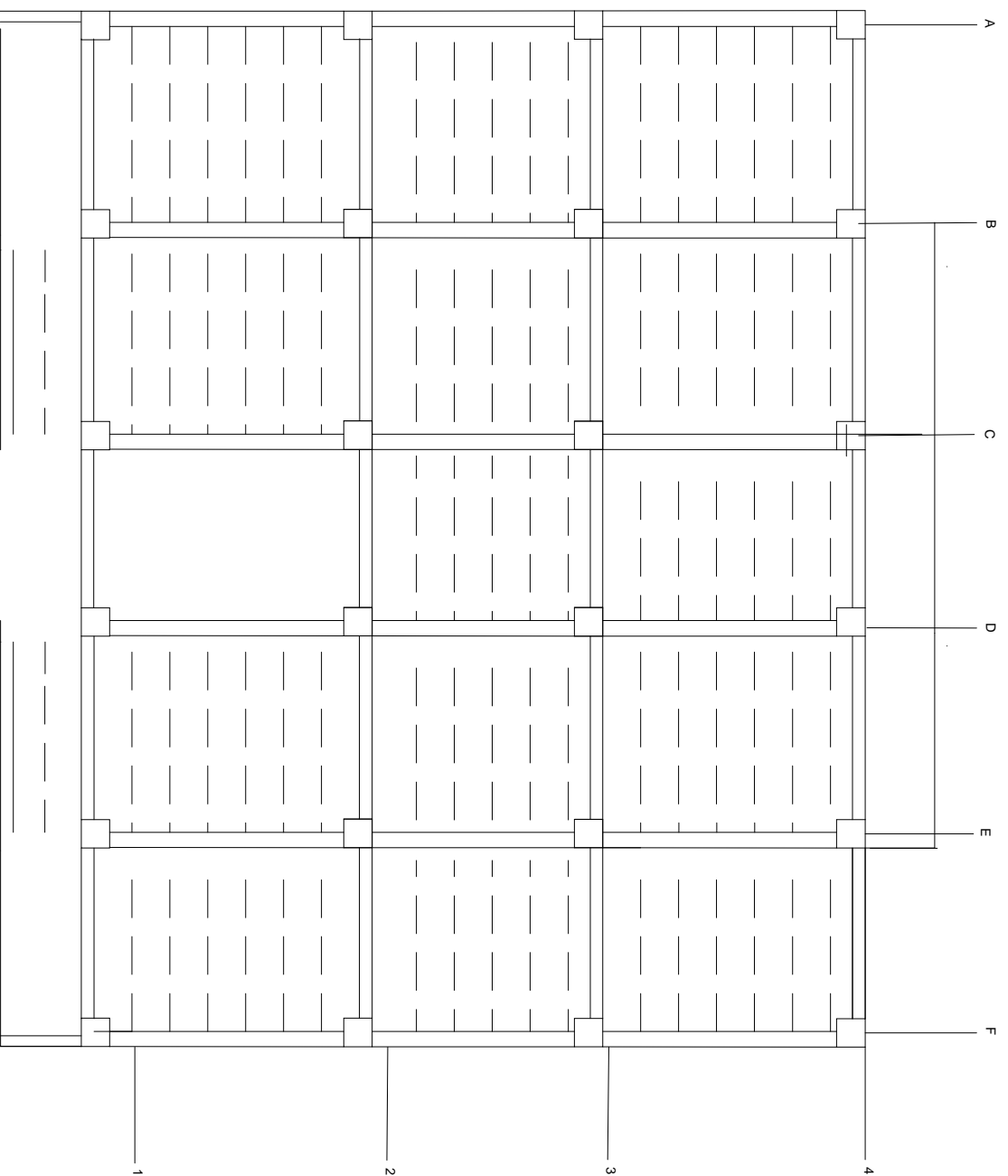
Plan de coffrage d'étage attique



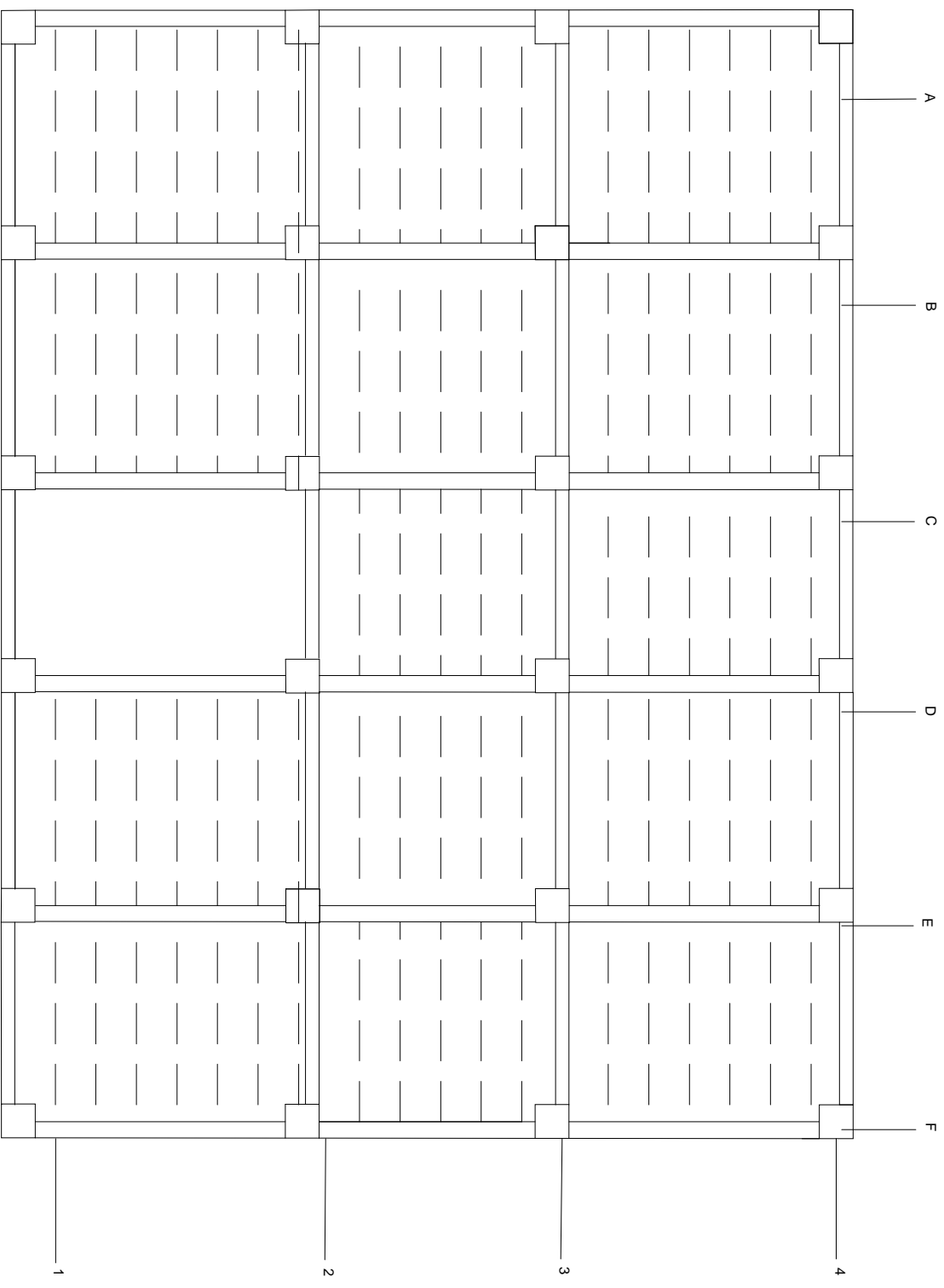
Plan de coffrage de 4eme et 5eme étages



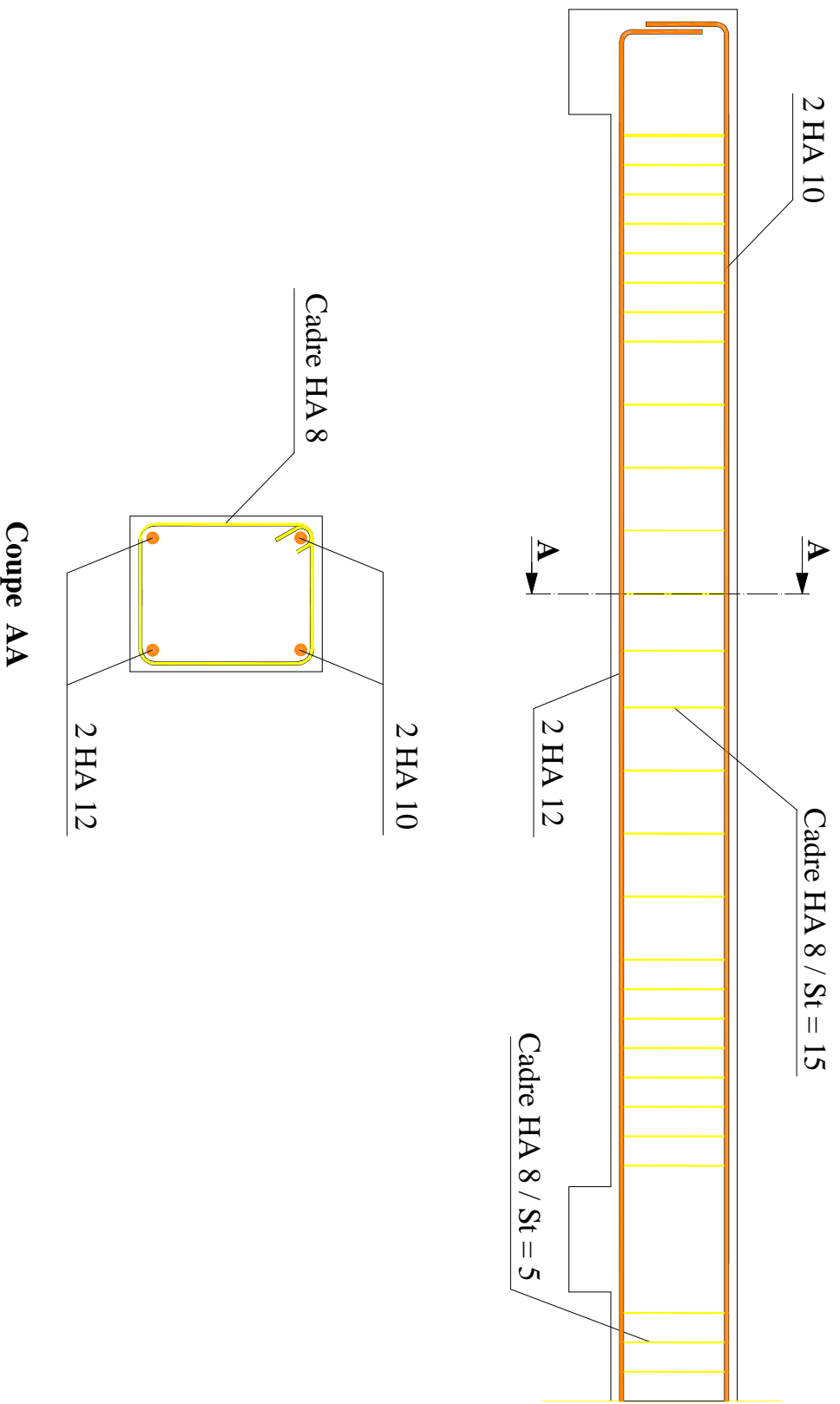
Plan de coffrage de 2eme et 3eme étages



plan de coffrage de 1er étage et RDC

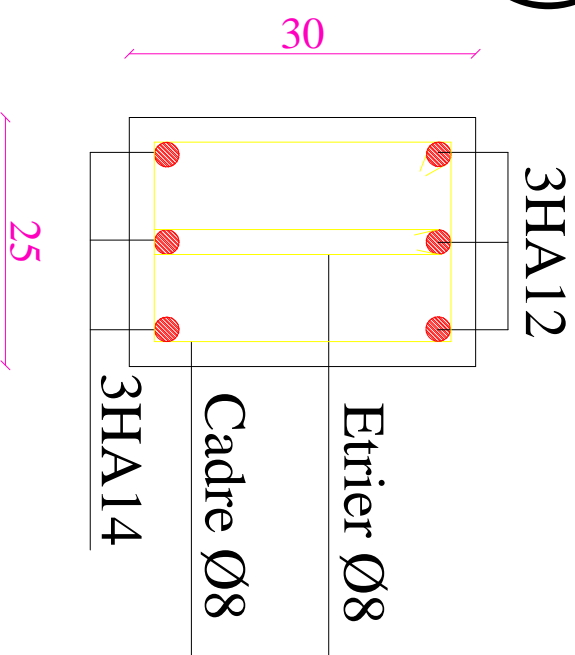
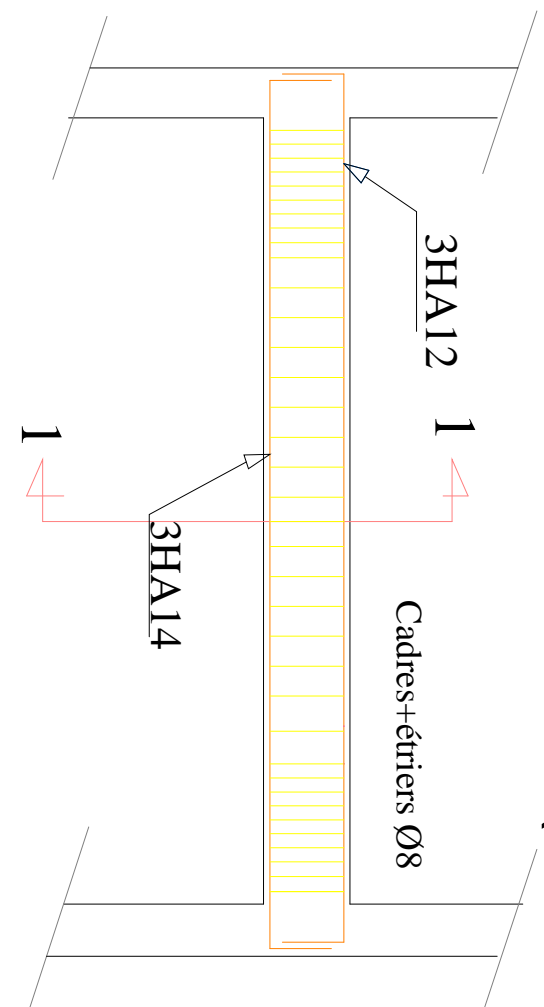


Plan de coffrage des sous-sols



**fig.III.7.4:Schéma de ferrailage de la poutre de chainage**

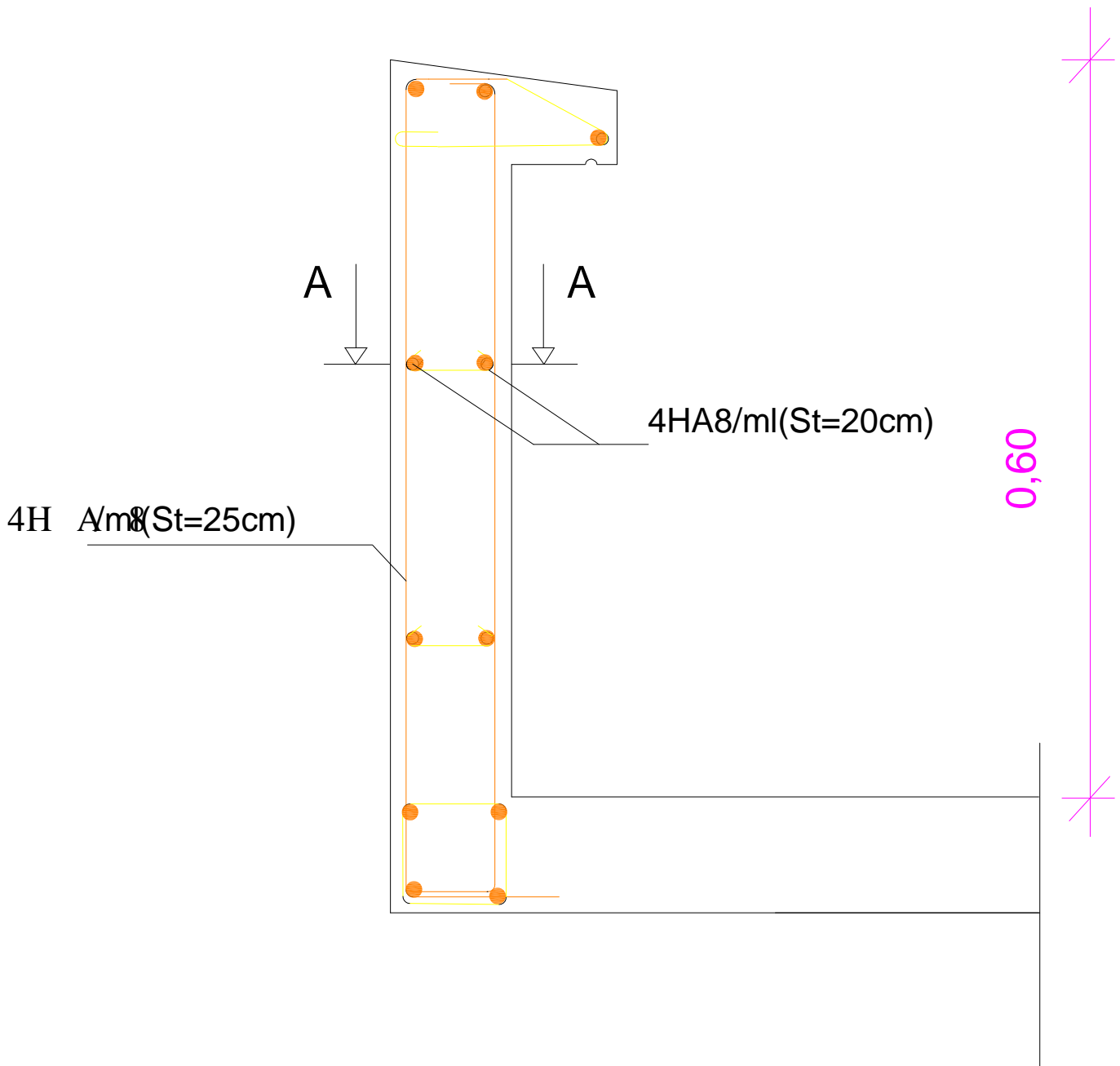
# POUTRE PALIERE ( 25 X 30 )



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOLOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU  
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Plan de ferrailage de la poutre palière

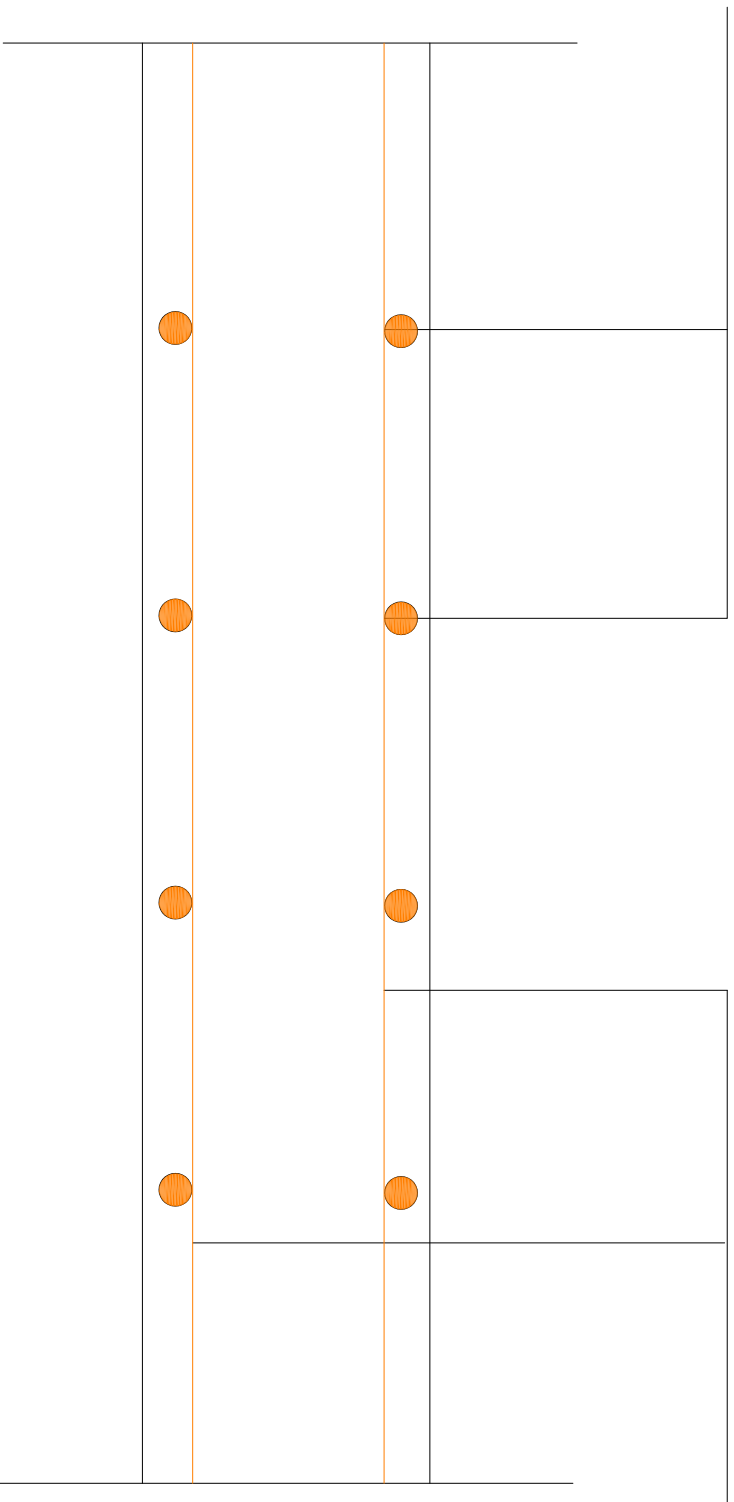
Proposé par:	ENPI TIZI OUZOU	Echelle:1/5C
Dessiné par:	Melle. IGHIL MELLAH Ouardia Melle. IBRAHIM Yasmina	Promotion:
Dirigé par:	MME:AKMOUSSI	2018-2019



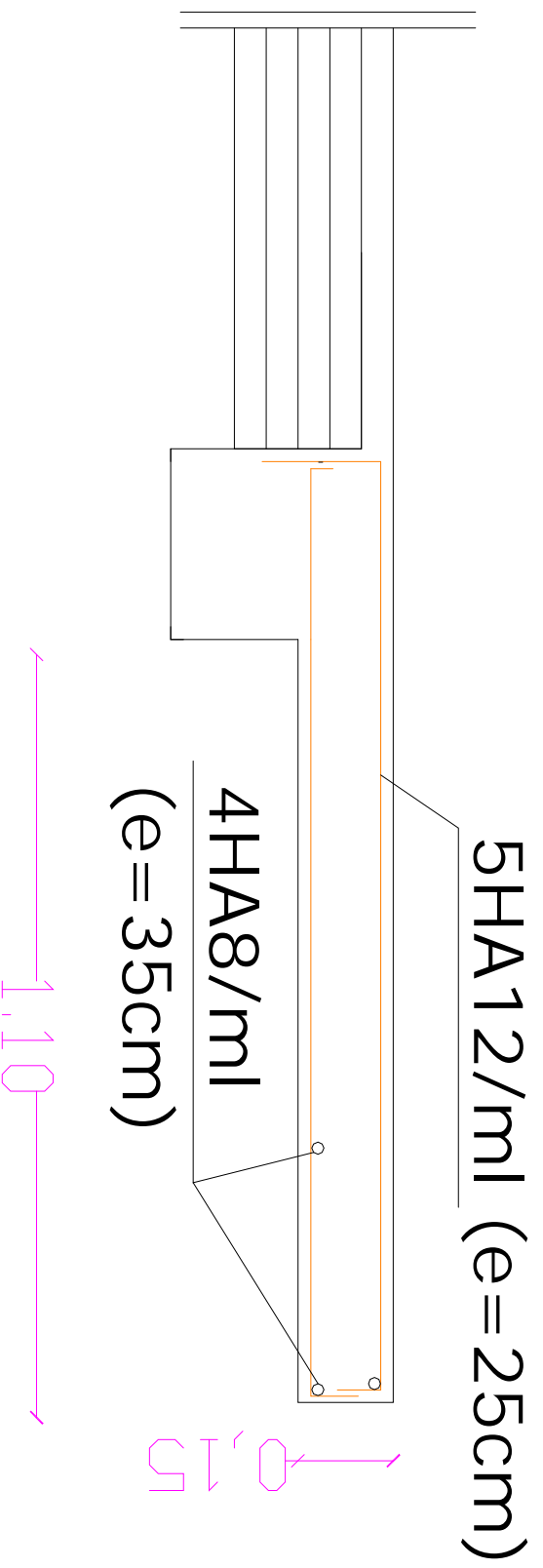
FigIII.3.Ferrailage de l'acrotère

4 HA8 /ml( $St=25cm$ )

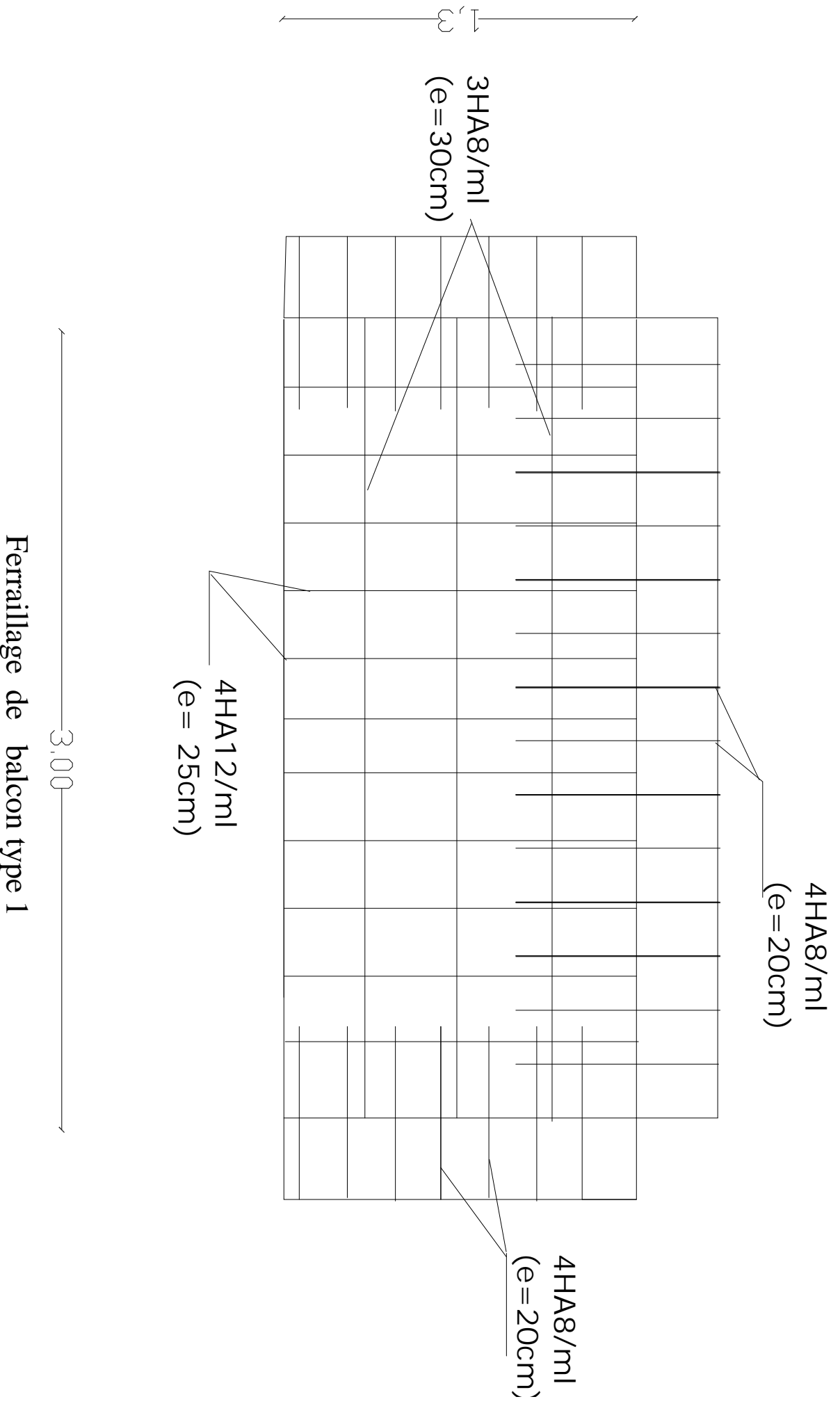
4HA8/ml ( $St=20cm$ )



FigIII.3.Ferrailage de l'actotère  
(coupe A-A)

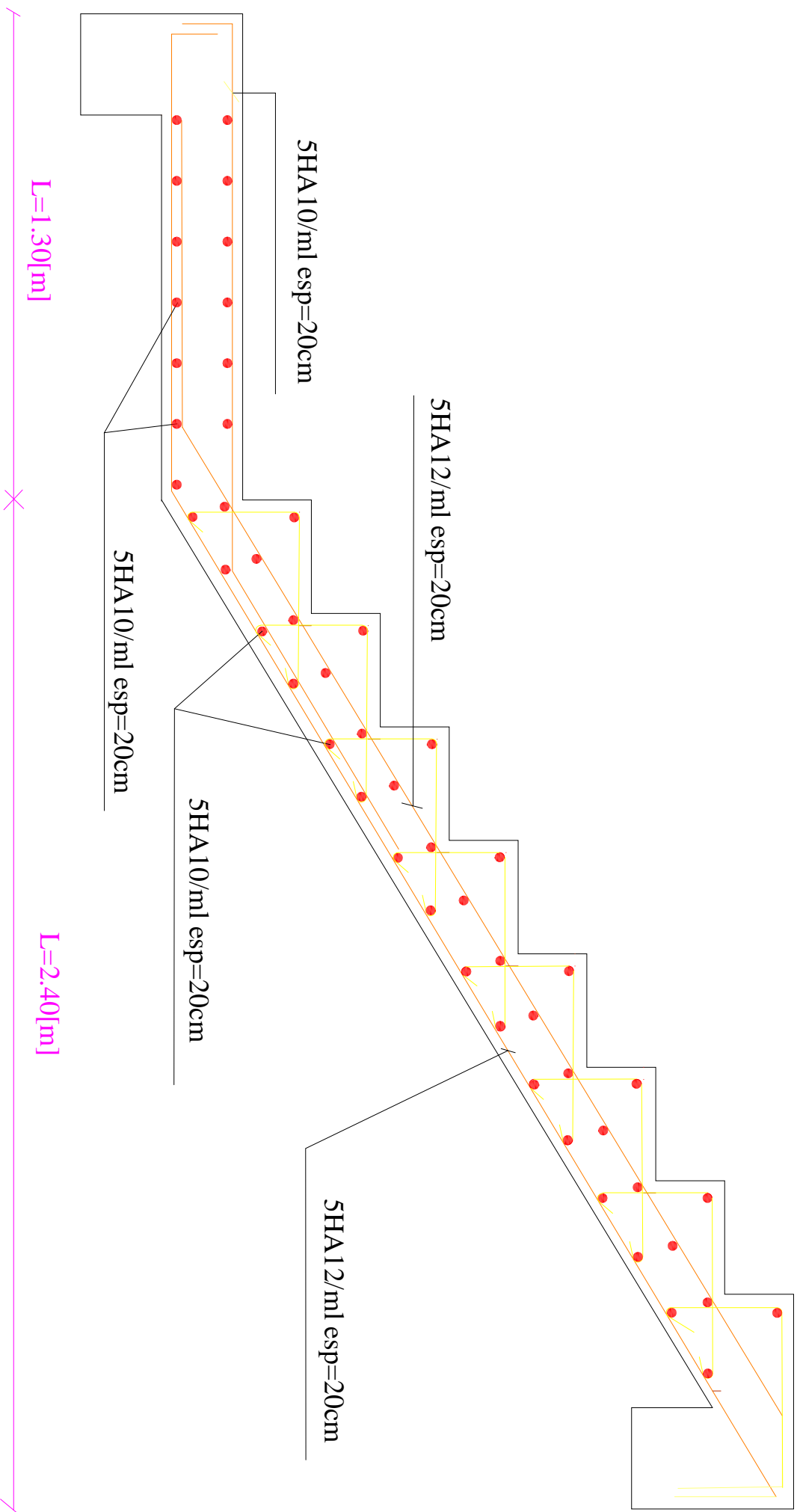


Ferrailage de  
balcon type 2



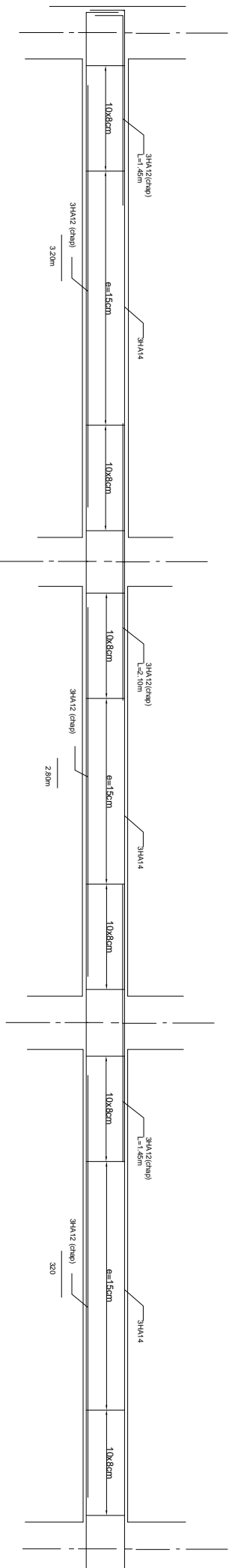
Ferrailage de balcon type 1

3.00

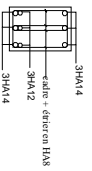


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR: IGHIL MEL AH Ouardja IBRAHIM Yasmine	TITRE FERRAILLAGE DE L'ESCALIER
DIRIGE PAR: MME AKMOUSSI	
PROMOTION 2018/2019	ECHELLE : 1/100

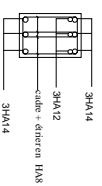
# Ferrailage des poutres principales



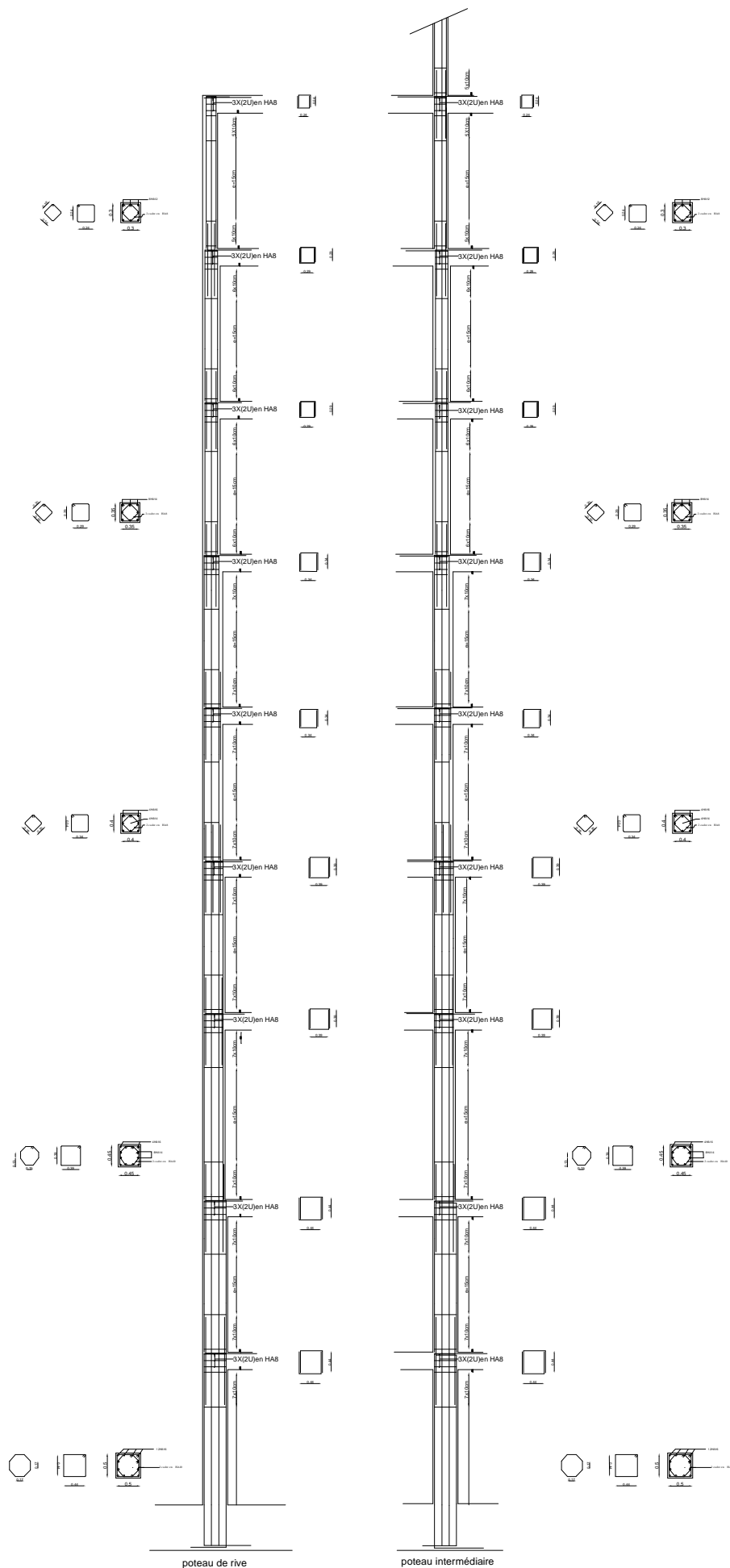
en travée



aux appuis





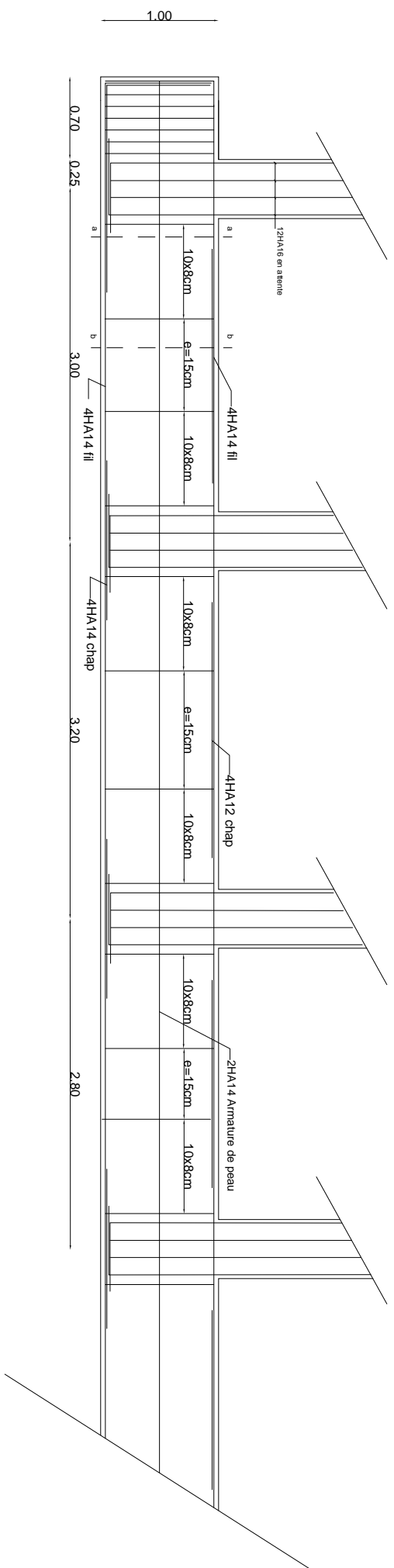


poteau de rive

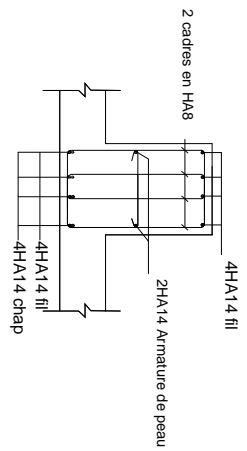
poteau intermédiaire

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE LE MINISTRE DE L'ENERGIE, DE L'INDUSTRIE ET DES MINES LE MINISTRE DE L'AMENAGEMENT DU TERRITOIRE ET DE L'URBANISME	
BUREAU D'ETUDE SOCIETE ALGERIENNE D'ETUDE ET DE RECHERCHE SOCIETE ALGERIENNE D'ETUDE ET DE RECHERCHE	TITRE FERRAILLAGE DES POTES

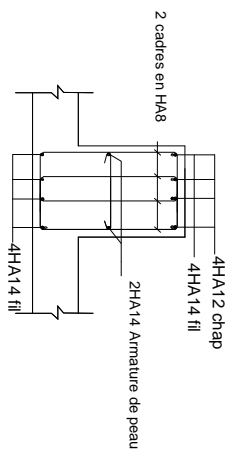
תוכנית פרטית של קיר



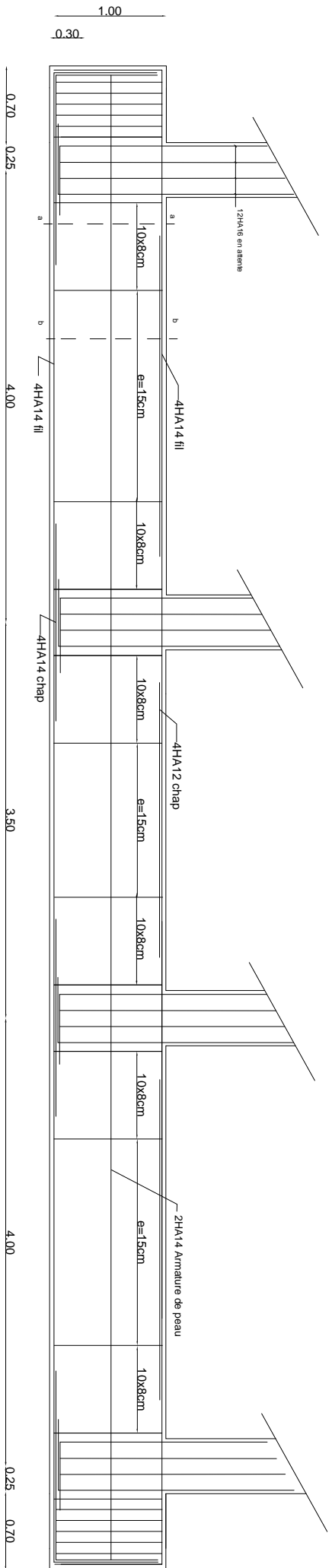
Coupe a-a



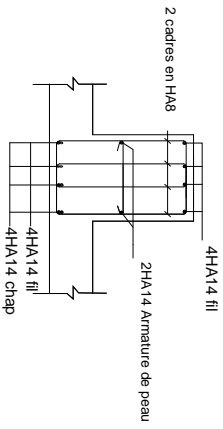
Coupe b-b



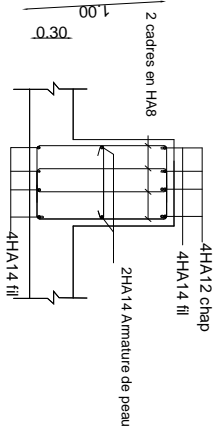
# Ferrailage de la nervure sens yy



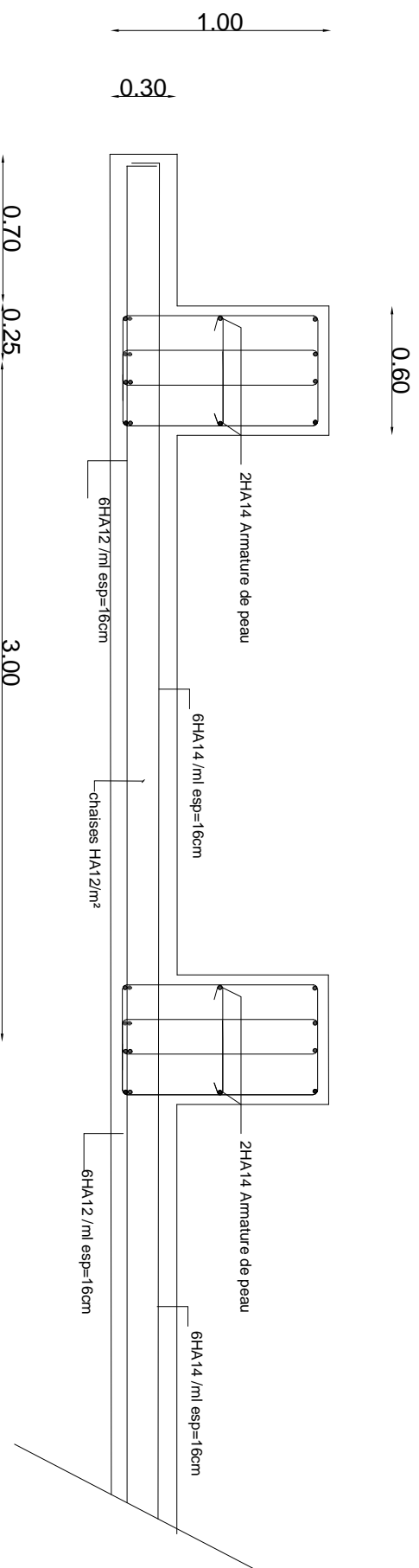
Coupe a-a



Coupe b-b



# Ferrailage de la dalle sens XX



# Ferrailage de la dalle sens yy

