

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DES GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



# Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme de Master en génie civil

Spécialité : construction civile et industrielle

Etude d'une structure (R+5+2 sous-sols) à usage multiple contreventé par des voiles porteurs modélisée avec le logiciel ETABS

Réalisé par :

M<sup>lle</sup> ZEBICHE Hana

M<sup>lle</sup> ZORELI Fatima

Dirigé par :

M<sup>r</sup> SI Salem



*Date de soutenance :*

**19/09/2024**

# Remerciement

*Tout notre remerciement s'adresse d'abord à Dieu, créateur de toutes choses, pour son souffle et sa bénédiction et la force qui nous a donné pour finir ce travail.*

*C'est avec gratitude que nous tenons à remercier notre promoteur Mr Si Salem pour sa patience, sa disponibilité et surtout sers judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter notre réflexion et d'avoir répondu à toutes nos questions.*

*Et aussi remercier les membres de jury pour leur temps et leur attention consacré à notre présentation et pour tous les efforts fournis à corriger ce modeste travail.*

*Merci.*

# Dédicace

*Tout d'abord ; je remercie le dieu notre créateur, de m'avoir donné la force, la volonté et le courage afin d'accomplir ce travail modeste*

*Je dédie ce travail à :*

*Mes chers parents ; mon exemple éternel, mon soutien moral, la lumière qui guide mes routes et qui m'emmène aux chemins de la réussite ; pour tous leur sacrifices consentis et leur précieux conseils, pour toute leur assistance et leur présence dans ma vie. Que dieu les protège pour moi*

*Mes chères sœurs pour leur dévouement, leur compréhension et qui par leur soutien, leur conseil et leur amour m'ont permis d'arriver jusqu'à ici car ils ont toujours cru en moi*

*A tous mes amis : NESMA; AMEL ;AMIRA ;MALHA ;KAMELA ; LISA et ceux que je connais sans exception*

*Sans oublier ma binôme pour son soutien moral, sa patience, et sa compréhension tout au long de ce projet*

*Enfin, j'offre mes bénédictions à tous ceux qui m'ont soutenu dans l'accomplissement de ce travail.*

*FATIMA*

# Dédicace

*Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverai jamais à leur exprimé mon amour sincère :*

*À l'homme, mon précieux offre du dieu, qui doit ma vie, ma réussite et tout mon respect : mon chère père.*

*À la femme qui a souffert sans me laisser souffrir, qui n'a jamais dit non à mes exigences et qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureuse : mon adorable mère.*

*À mes sœurs et mon frère et sa femme qui n'ont pas cessées de me conseiller, encourager et soutenir tout au long de mes études.*

*À mon adorable petite sœur qui sait toujours comment procurer la joie pour toute la famille.*

*À mes amis FATEH, FATMA, CYLIA, AMEL, LISA, MALHA, AMIRA et tous les autres qui ont toujours été là pour moi, leurs soutien inconditionnel et leur aide.*

*Sans oublier ma binôme pour son soutien moral, sa patience, et sa compréhension tout au long de ce projet.*

*Hana*

# *Sommaire*

## **Introduction générale**

<b>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage</b> .....	2
<b>Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments</b> .....	12
<b>Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux</b> .....	32
<b>III.1 : L'acrotère</b> .....	32
<b>III.2 : Les Planchers</b> .....	40
<b>III.3 : Les Balcons</b> .....	69
<b>III.4 : Les escaliers</b> .....	77
<b>Chapitre IV : Modélisation de la structure</b> .....	111
<b>Chapitre V : vérifications des exigences de RPA</b> .....	141
<b>Chapitre VI : Ferrailage des éléments</b> .....	163
<b>VI.1 : Ferrailage des poutres</b> .....	163
<b>VI.2 : Ferrailage des poteaux</b> .....	179
<b>VI.3 : Ferrailage des voiles</b> .....	185
<b>Chapitre VII : Etude du voile périphérique</b> .....	197
<b>Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure</b> .....	206
<b>Conclusion générale</b>	
<b>Bibliographie</b>	

# *Introduction générale*

La conception d'une structure aux normes parasismique est nécessaire et obligatoire vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le côté économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

- La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou des deux en même temps.
- Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous forme de lois.

Pour notre projet de fin d'étude, nous avons opté pour la réalisation d'un bâtiment composé de deux sous-sols, rez-de-chaussée et de cinq étages à usage d'habitation en zone II a.

Ce présent travail comporte huit chapitres qui se répartissent comme suit :

- ✚ Le premier chapitre concerne une présentation de l'ouvrage et ses dimensions.
- ✚ Le second traite le calcul de pré dimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les poteaux, les poutres, les planchers et les voiles.
- ✚ Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont étudiés au troisième chapitre.
- ✚ Le quatrième chapitre présente l'analyse dynamique de la structure par l'utilisation du logiciel ETABS.
- ✚ Le cinquième chapitre consiste les vérifications des exigences du RPA.
- ✚ Le sixième chapitre consiste le dimensionnement et le calcul du ferrailage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (BAEL et RPA99 version 2003), Le calcul fait à l'aide du logiciel SOCOTEC.
- ✚ Le septième chapitre on présente l'étude de l'infrastructure.
- ✚ Pour le dernier chapitre consiste l'étude du voile périphérique.

À la fin, on terminera ce projet par une conclusion générale.

*Chapitre I*

*Présentation et description de  
l'ouvrage*

## I.1 INTRODUCTION :

Ce chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à étudier, en l'occurrence, les caractéristiques géométriques, les éléments constitutifs et les caractéristiques mécaniques des matériaux composant ce dernier.

## I.2 PRESENTATION ET DESCRIPTIPON DE L'OUVRAGE :

Le projet qui fait objet de notre mémoire consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+5 +2 Entre-sols) à usage multiple : habitation et commerce et service

- ❖ 2 entre sols : E/sol 01 à usage commerciale  
E/sol 02 à usage bureautique
- ❖ RDC à usage commercial.
- ❖ Du premier étage au cinquième étage à usage d'habitation (chaque étage contient 2 logements, l'un de type F3 et l'autre F4).
- ❖ Une terrasse inaccessible.

Ce projet est un ouvrage courant implanter à DRAA EL MIZANE wilaya de TIZI OUZOU classé d'après les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003 « **article 3.2** » comme une zone de moyenne sismicité (zone **ayant** une importance moyenne de groupe d'usage 2).

### I.2.1/ Description architecturale :

#### a. En plan :

- Longueur totale :  $L = 16,95\text{m}$
- Largeur totale :  $l = 13,50\text{ m}$

#### b. En élévation :

- Hauteur totale :  $H_t = 26,86\text{ m}$
- Hauteur des étages :  $H_e = 3,06\text{ m}$
- Hauteur du RDC :  $H_{rdc} = 4,08\text{ m}$
- Hauteur du Entre Sol 1 :  $H_{es1} = -3,40\text{ m}$
- Hauteur du Entre sol 2 :  $H_{es2} = -4,08\text{ m}$

### I.2.2/ Données géotechniques du site :

L'étude de l'état du sol a été réalisée par le LMBTP (Laboratoire matériaux bâtiment travaux publics), situé à TIZI OUZOU. Les caractéristiques du sol sont les suivantes : D'après le rapport de sol, on peut classer notre sol en classe S3 (sol meuble).

- Zone moyenne sismicité.
- Groupe d'usage 2.
- Site meuble « S3 ».

### **I.3 ELEMENTS STRUCTIFS DE L'OUVRAGE :**

#### **❖ Ossature**

Le bâtiment est construit avec une structure hybride, comprenant des portiques (poteaux et poutres) renforcés par un système de voiles, afin de répondre aux exigences de hauteur qui dépassent les 14 mètres selon les régulations du Règlement de sécurité incendie des établissements recevant du public (RPA 99, Article 4b).

#### **❖ VOILE**

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.

#### **❖ PORTIQUES**

Ils sont en béton armé, constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.

#### **❖ Planchers**

Les planchers, étant les surfaces horizontales qui séparent les différents niveaux d'un édifice, sont conçus pour supporter les charges d'utilisation ainsi que les forces horizontales avec une bonne résistance.

#### **▪ Les différentes fonctions d'un plancher sont les suivantes**

Les planchers remplissent diverses fonctions essentielles :

- Ils assurent la stabilité et la résistance mécanique de la structure.
- Ils garantissent la durabilité de l'ensemble.
- Ils jouent un rôle crucial dans l'isolation acoustique et thermique.
- Ils offrent une protection contre l'effraction et le feu.
- Ils présentent des avantages techniques tels que la facilité de mise en œuvre.

Dans notre projet, nous avons choisi d'utiliser des planchers en corps creux.

### ❖ Escaliers

Les escaliers sont des éléments fonctionnels, offrant une transition entre les étages d'un bâtiment, comprenant deux ensembles de marches et un palier intermédiaire. Ce palier est formé d'une série de marches et de paliers horizontaux, facilitant ainsi l'accès à divers niveaux.

### ❖ Maçonnerie

La maçonnerie est formée de divers matériaux (tels que la brique, la pierre, etc.) assemblés à l'aide d'un liant (comme le plâtre, le ciment, etc.). On distingue deux types de murs : simples et doubles cloisons

- Les murs extérieurs et de séparation des appartements sont construits avec des doubles cloisons en brique creuse de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5 cm.
- Les murs intérieurs sont constitués de cloisons simples en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

### ❖ Revêtement

- Les sols sont revêtus de carrelage, tandis que les plafonds sont enduits de plâtre.
- Les murs extérieurs sont recouverts de mortier de ciment, tandis que les murs intérieurs sont enduits de plâtre. Les cuisines et les salles d'eau sont habillées de céramiques.

### ❖ Les Fondations

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle constitue une partie importante de l'ouvrage. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

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

## I.4 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

Pour la réalisation de notre projet, l'utilisation de deux matériaux est indispensable : le béton et l'acier seront au cœur de la conception de notre ouvrage qui doivent satisfaire les règles parasismiques algériennes

(RPA 99 version 2003) ainsi que les règles de béton armé aux états limites (BAEL 99).

### I.4.1/ Le béton :

Le béton est élaboré à partir d'un mélange de matériaux inertes (tels que les granulats, le sable, le gravier, etc.) associés à un liant hydraulique (le ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants.

#### a. Composition de béton :

- Sable
- Gravillons
- Ciment
- Eau de gâchage

#### b. Résistance caractéristique du béton :

##### b.1/ Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, appelée "valeur caractéristique requise" notée " $f_{c28}$ ". Cette résistance est mesurée sur des échantillons cylindriques de béton, ayant un diamètre de 16 cm et une hauteur de 32 cm, soumis à une compression centrée.

Pour les périodes de temps inférieures ou égales à 28 jours, la résistance du béton non traité thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

- Pour un béton de résistance courante, la résistance à la compression à l'âge "j" est calculée selon la formule :

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

- Pour un béton de haute résistance, la résistance à la compression à l'âge "j" est calculée selon la formule :

$$f_{cj} = \frac{j}{(1,4 + 0,95j)} \times f_{c28} \implies f_{c28} > 40 \text{ MPA}$$

Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance au moins égale à 22 MPA et au plus égale à 45 MPA. **[BAEL91mod99/A2.1.11]**

Pour l'étude de ce projet on prendra :  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ .

##### b.2/ Résistance caractéristique du béton à la traction

Résistance caractéristique du béton à la traction notée  $f_{tj}$  est éventuellement donné par la formule suivante :

$$\begin{array}{l}
 f_{tj} = 0,06f_{cj} + 0,6 \implies f_{cj} \leq 60 \text{ MPA} \\
 f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \implies f_{cj} > 60 \text{ MPA}
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} f_{tj} = 0,06f_{cj} + 0,6 \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \end{array}} \right\} \text{(BAEL 91, ArtA.2.1,12)}$$

Dans le cas de notre projet on prendra :  $f_{cj} = 2,1 \text{ MPa}$

### c. Contraintes limites :

#### c.1/ Les états limites

(B.A.E.L 91 modifiée 2003)

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

Ils se classent en deux catégories :

#### c.1.1/ Etat limite ultime (ELU)

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de la forme.

#### ❖ Contrainte limite ultime à la compression :

Les déformations relatives étant limitées à 2‰ (partie parabolique du graph), on utilise la loi de Hooke dans ce cas .

En compression avec flexion : le diagramme est dit parabole rectangle

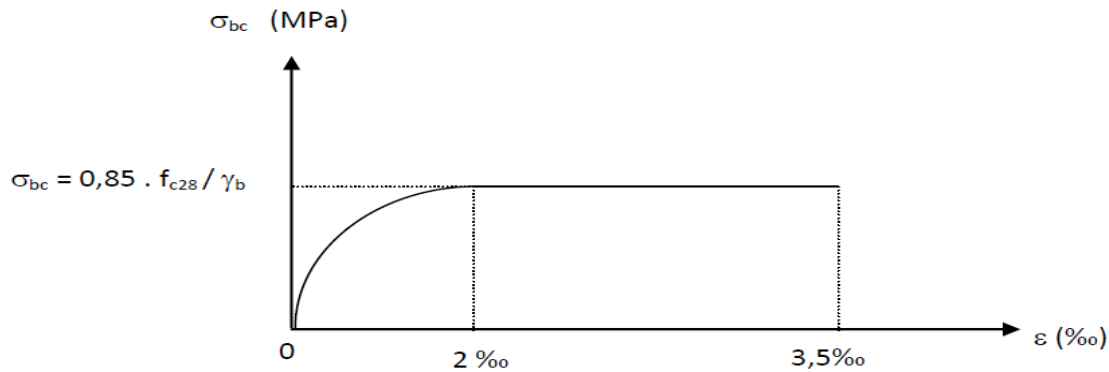
$$2\text{‰} < \varepsilon < 3,5 \text{‰}$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{(BAEL 91/ modifié99, Art.A.4.3.41)}$$

- $f_{bu}$  : contrainte limite du béton en compression
- 0,85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charges de longue durée
- $\gamma_b$  : coefficient de sécurité pour le béton tel que :
  - $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,15 \implies \text{situation accidentelle} \\ \gamma_b = 1,5 \implies \text{situation durable} \end{array} \right.$
- $\theta$  : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application de combinaisons d'action

- $\theta = 1$   $\Rightarrow$  pour une durée probable d'application de la combinaison d'action  $a$  su à 24h  
 $\theta = 0,9$   $\Rightarrow$  pour une durée probable supérieur d'application comprise entre 1h et 24h  
 $\theta = 0,85$   $\Rightarrow$  pour une durée probable d'application inférieure à 1h



**Figure I.1. Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU**

### ❖ Contrainte limite ultime de cisaillement :

La contrainte tangentielle du béton est définie par

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

Avec :

- ✓  $V_u$  : l'effort tranchant à l'ELU
- ✓  $b_0$  : largeur de l'âme
- ✓  $d=0,9h$  : position des aciers tendues elle est donnée en fonction de la nuisance de la fissuration

### ❖ Cas de fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \min \left[ \left( 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right); 5 \text{ MPA} \right]$$

### ❖ Cas de fissuration nuisible ou très nuisible :

$$\tau_u = \min \left[ \left( 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right); 4 \text{ MPA} \right]$$

### c.1.2/ Etat limite de service (ELS)

C'est un état qui est associé à l'aptitude et à la mise en service ; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage, les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, . . .

### ❖ La contrainte limite de service à la compression :

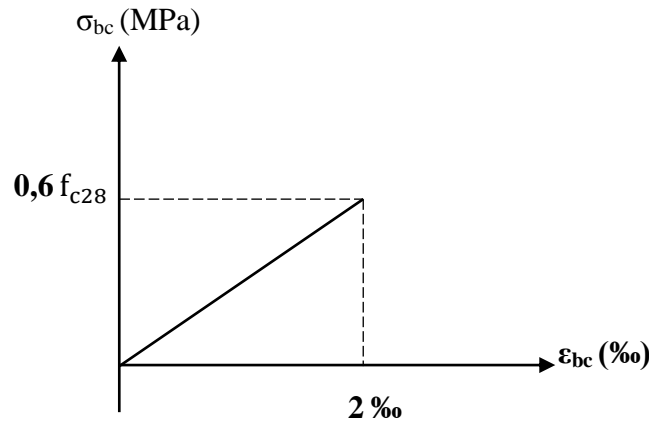
$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

(BAEL 91/ modifié99, Art.A.4.5.2)

$\bar{\sigma}_{bc}$ : Contrainte admissible à L'ELS

Pour le cas de notre projet la contrainte limite est de :  $\bar{\sigma}_{bc}=15 \text{ MPA}$

À l'état limite de service le béton est en phase plastique d'où le diagramme est le suivant :



**Figure I.2. Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS**

#### d. Module de déformation longitudinal du béton :

Selon la durée des sollicitations, on distingue deux types de modules :

##### d.1/ Module d'instantané du béton : (BAEL 91 modifié 99/Art.2.1 21)

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[8]{f_{cj}} \quad (\text{MPa})$$

##### d.2/ Module différé du béton : (BAEL 91 modifié 99/Art.2.1 22)

On prend un module égale à :

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{MPa})$$

Dans notre cas on a :  $f_{c28}=25 \text{ MPA}$

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{i28} = 32164,20 \text{ MPA} \\ E_{v28} = 10818,87 \text{ MPA} \end{array} \right.$$

##### d.3/ Coefficient de poisson

(BAEL91/ modifié99, A.2.1, 3)

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement relatif de déformation longitudinal

$V=0 \Rightarrow$  l'ELU

$V=0,2 \Rightarrow$  l'ELS

**e. Module de déformation transversale du béton :**

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\theta)} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99/Art A.2.1, 3})$$

Avec:

E: Module de Young.

$$\theta = \frac{\text{déformation relative transversale}}{\text{déformation relative longitudinale}}$$

$\theta$ : coefficient de poisson

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 0 \quad \Rightarrow \text{Pour le calcul des déformations en considérons le béton à l'ELU} \\ \theta = 0,2 \quad \Rightarrow \text{Pour le calcul des déformations en considérons le béton à l'ELS} \end{array} \right.$$

**I.4.2/ L'acier :**

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

**a. Caractéristiques des aciers utilisés :**

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe (MPa)	Résistance à la rupture	Allongement relative à la rupture (%)	Coefficient de fissuration	Coefficient de ( $\psi$ ) scellement
Acier en Barre	Haute adhérence FeE400	HA	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Acier en Treillis	Treillis soudé (T S) TL520( $\phi < 6$ )	TS	520	550	8 ‰	1,3	1

**Tableau I.1. Caractéristiques des aciers utilisés**

**b. Le module d'élasticité longitudinal de l'acier :**

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier pris égale à :  $E_s = 200\,000$  MPa.

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant :

### c. Contraintes Limites :

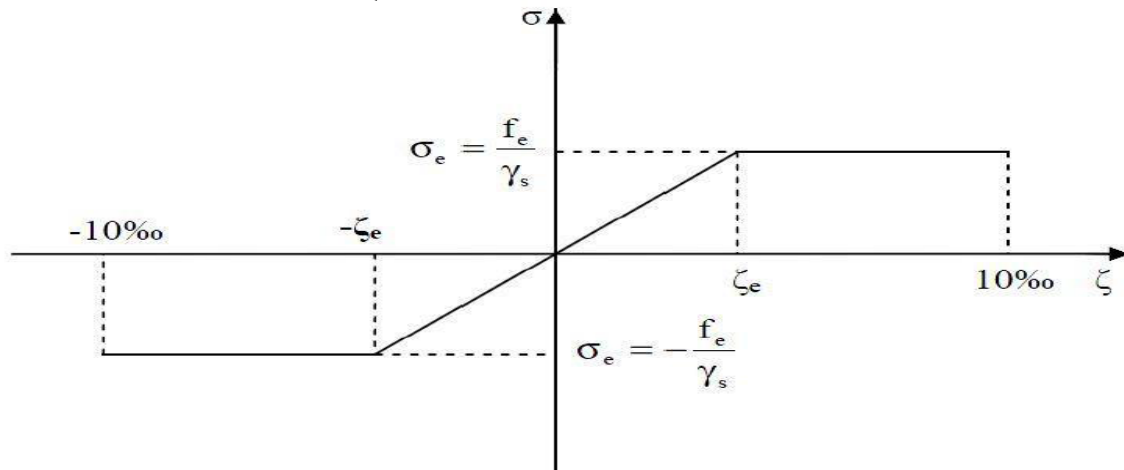
#### c.1/ Contrainte Limite Ultime (ELU) :

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} \quad (\text{Art A.4. 3, 2/ BAEL91 modifié 99})$$

Avec :

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \text{situation durable} \\ \gamma_s = 1,00 \Rightarrow \text{situation accidentelle.} \end{array} \right.$$



**Figure I.3. Diagramme contrainte - déformation de l'acier à l'ELU**

#### c.2/ Contrainte Limite de Service (ELS) :

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

##### ❖ Fissuration peu nuisible :

**(BAEL9 / Art 4-5-32)**

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer

##### ❖ Fissuration préjudiciable :

**(BAEL91/Art 4-5-33)**

$$\sigma_s \leq \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; \sqrt{\eta f_{t28}} \right] \times 110$$

##### ❖ Fissuration très préjudiciable :

**(BAEL91 / Art 4-5.34)**

$$\sigma_s \leq \min [0,5 \times f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{t28}}]$$

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

$\eta=1 \Rightarrow$  les aciers ronds lisses.

$\eta=1,6 \Rightarrow$  les acier à haute adhérence (HA)

$f_e = 400$  MPa.

**d. Protection des armatures :****(Art A.7-2 4 BAEL91)**

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

$c \geq 5\text{cm}$  : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.

$c \geq 3\text{cm}$  : Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).

$c \geq 1\text{cm}$  : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations

**d.1/ Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :****❖ Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1,35 G + 1,5 Q$$

**❖ Etat limite de service :**

Combinaison d'action suivante :  $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

$$\begin{array}{l} G + Q + E \\ G + Q + 1,2 E \\ 0,8 G + E \end{array} \quad \text{Avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{G}: \text{charge permanente} \\ \mathbf{Q}: \text{charge d'exploitation} \\ \mathbf{E}: \text{effort de séisme} \end{array} \right.$$

*Chapitre II*

*Pré-dimensionnement des*

*éléments*

## II.1 INTRODUCTION :

Après avoir établi les spécifications de notre projet ainsi que les propriétés des matériaux utilisés, nous entamons la phase de pré-dimensionnement des éléments structurels essentiels, à savoir les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

## II.2 PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS :

### II.2.1/ Les planchers :

Les planchers sont des parties horizontales de la construction séparant les niveaux d'un bâtiment, et capable de supporter les charges permanente et les surcharges d'exploitation, ils résistent bien aux efforts horizontaux.

#### ➤ Plancher à corps creux

Le plancher du corps creux est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelle : éléments résistant du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé sa hauteur varie de 4 à 6cm.
- Treillis soudé.
- La disposition des poutrelles se fera selon le sens de la petite portée

Le dimensionnement d'un plancher reviens à déterminer sa hauteur  $h_t$  tel que :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{BAEL91 modifié 99, Art B.6.8.424})$$

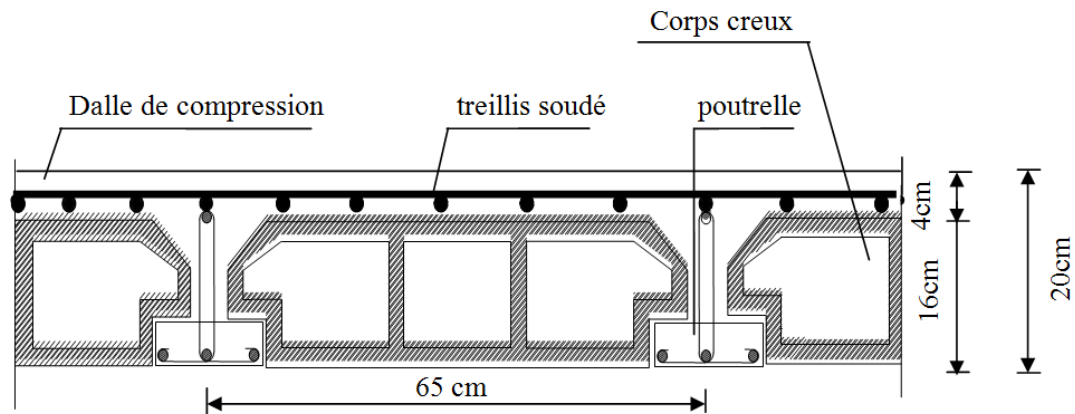
$L_{\max}$  : La longueur de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

$h_t$  : La hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = 340 - 25 = 315 \implies h_t \geq \frac{315}{22,5} \implies h_t \geq 14$$

On prend :  $h_t = 20$  cm

- Épaisseur du corps creux : 16 cm
- Épaisseur de la dalle de compression : 4 cm



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

### II.2.2/ Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place d'une section rectangulaire, dont le rôle est la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par **BAEL91** et vérifiées par la suite selon le **RPA99/version 2003/Art 7.5.1**

#### ✚ Les formules empiriques BAEL91 modifiées 99 :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} ; 0,4h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

h : La hauteur totale de la poutre.

b: La largeur de la poutre.

L : La portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré.

#### ✚ Vérification selon le RPA 99 version 2003/Art 7.5.1 :

- Largeur  $b \geq 20$  cm
- Hauteur  $h \geq 30$  cm.
- Le rapport  $h/b \leq 4$
- Largeur max  $b_{max} \leq 1.5h + b_1$

#### a. Pré-dimensionnement des poutres principales :

$$L_{max} = 350 - 25 = 325 \text{ cm} \implies \frac{325}{15} \leq h \leq \frac{325}{10} \implies 21,66 \leq h \leq 32,5$$

On prend : **h= 35cm**

$$\text{La largeur } b : 0,4h \leq b \leq 0,7h \implies 0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \implies 12 \leq b \leq 21$$

On prend : **b=30cm**

La section de la poutre principale est :  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

✓ **Vérification des conditions du RPA :**

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$h/b = 1,16 < 4 \implies \text{Condition vérifiée}$$

**b. Pré-dimensionnement des poutres secondaires :**

$$L = 340 - 25 = 315 \text{ cm} \implies \frac{315}{15} \leq h \leq \frac{315}{10} \implies 21 \leq h \leq 31,5$$

On prend : **h = 30 cm**

$$\text{La largeur } b : 0,4h \leq b \leq 0,7h \implies 0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \implies 12 \leq b \leq 21$$

On prend : **b = 25 cm**

La section de la poutre secondaire est :  $(25 \times 30) \text{ cm}^2$

✓ **Vérification des conditions du RPA :**

$$h = 30 \text{ cm} = 30 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$h/b = 1,2 < 4 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

○ **Vérification au coffrage selon le RPA 99/ Art 7.5.1 :**

❖ **Poutres principales :**

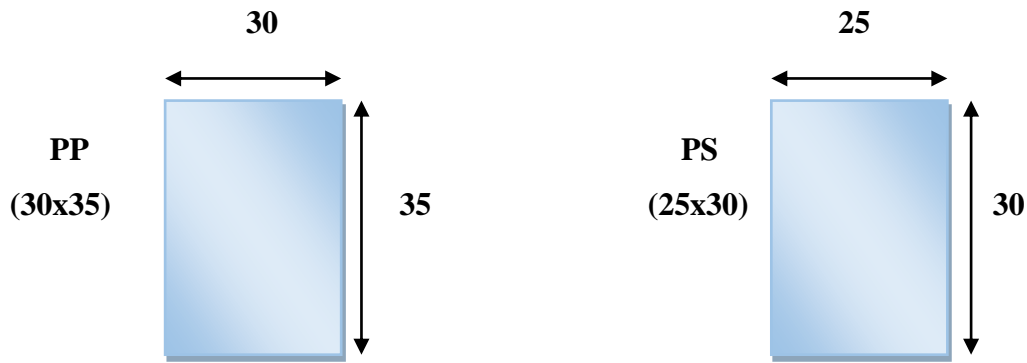
$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20 \\ h = 35 \geq 30 \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,16 \leq 4 \\ b_{max} \leq 1,5(35) + 30 = 82,5 \end{array} \right. \implies \text{Conditions vérifiées}$$

❖ **Poutres secondaires :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 25 \geq 20 \\ h = 30 \geq 30 \\ \frac{h}{b} = \frac{30}{25} = 1,2 \leq 4 \\ b_{max} \leq 1,5(30) + 25 = 70 \end{array} \right. \implies \text{Conditions vérifiées}$$

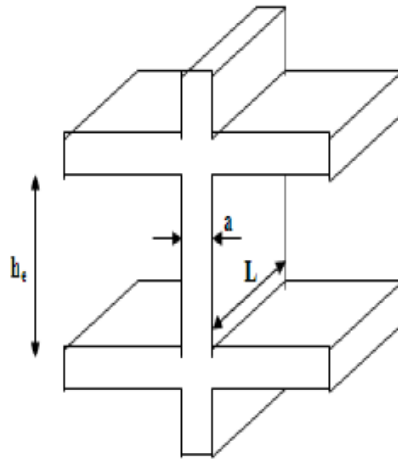
❖ **Poutre principale :  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$ .**

- ❖ Poutre secondaire : (25 x 30) cm<sup>2</sup>.



### II.2.3/ Les Voiles :

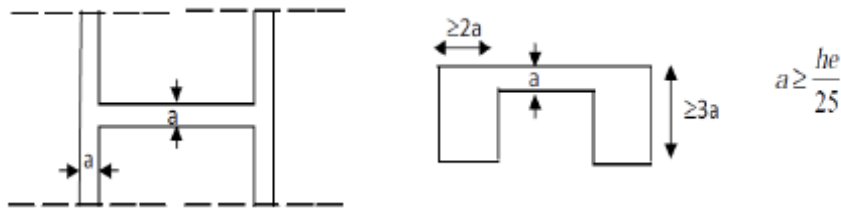
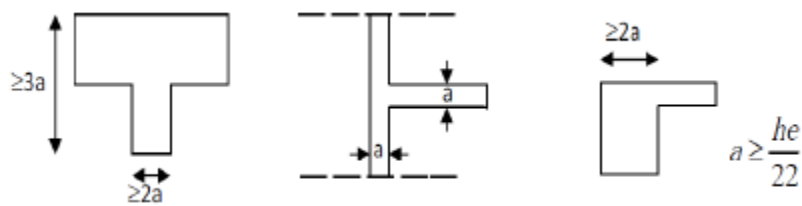
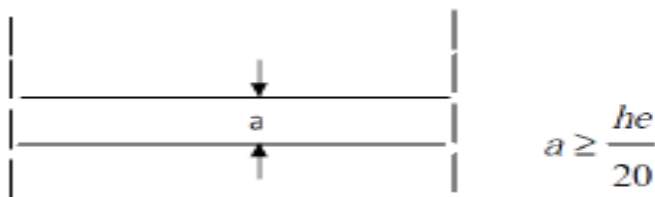
Les voiles, constitués de béton armé coulé sur place, ont pour fonction principale d'assurer la stabilité en résistant aux charges horizontales, agissant comme contreventements, et de supporter une partie des charges verticales.



**Figure II.2 : Coupe schématique d'un voile**

#### a. Epaisseur d'un voile

L'épaisseur d'un voile dépend de la hauteur d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités. Il est à noter que l'épaisseur minimale est de 15 [cm]. On distingue trois (03) cas :

**1° cas : voile rigidifiée aux deux extrémités****2° cas : voile rigidifiée d'un cote uniquement****• 3° cas : voile linéaire (sans raidisseur)**

$L_{min}$  : La portée min des voiles

$a$  : L'épaisseur du voile

$h_e$  : La hauteur d'étage

Relativement à notre cas :  $a \geq \frac{h_e}{20}$  avec  $h_e = h - e_{plancher}$

$h$  : hauteur de l'étage

$e_{plancher}$  : L'épaisseur de plancher

❖ **RDC et E /sol 02** :  $h = 408\text{cm}$

$$h_e = 408 - 20 = 388\text{cm} \implies a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19,40\text{ cm}$$

On opte à des voiles d'épaisseur :  **$a=20\text{cm}$**

❖ **L'étage courant** :  $h=306\text{cm}$

$$h_e = 306 - 20 = 286\text{cm} \implies a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14,30\text{ cm}$$

On opte à des voiles d'épaisseur : **a=15cm**

❖ **E/Sol 01** :  $h = 340\text{cm}$

$$h_e = 340 - 20 = 320\text{cm} \implies a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{320}{20} = 16\text{ cm}$$

On opte à des voiles d'épaisseur : **a=20cm**

### b. Longueur d'un voile

La longueur d'un voile de contreventement doit être au moins égale à quatre (04) fois son épaisseur

$$L_{\min} \geq 4 a$$

Avec :

a : épaisseur du voile.

$L_{\min}$ : Porté min des voiles.

$$L_{\min} \geq 4a \implies L_{\min} \geq 4 \times 20 \implies L_{\min} \geq 80\text{ cm}$$

#### **Conclusion :**

$$a \geq 15\text{ cm} \implies \text{Condition Vérifiée}$$

### II.2.4/ Les Poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs qui transmettent aux fondations tous les efforts provenant de la superstructure, le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple, en considèrent un effort N qui sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité, cette section transversale est donnée par la relation suivante :

Avec :

N : effort de compression repris par les poteaux.

S : section transversale du poteau

G : charge permanente

Q : surcharge d'exploitation.

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

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} ; \sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15\text{ MPa.}$$

Selon le **(RPA 99, A 7.4.1)** les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{en zone I et IIa}$$

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq 30\text{ cm} \dots \dots \dots \text{en zone III et IIb}$$

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

**Remarque :**

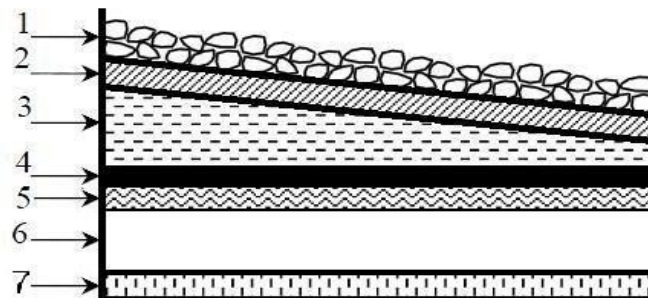
L'effort normal «  $N_s$  » sera déterminé à partir de la descente de charge. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

**II.3 Détermination des charges et surcharge :**

Il s'agit de déterminer la nature et l'intensité des différentes charges ou actions qui agissent sur la structure en tenant compte d'un document technique réglementaire en l'occurrence le DTR BC .2.2 (Charges permanentes et d'exploitation).

**II.3 .1/ Les charges permanentes (G) :****➤ Les planchers :**

Nous possédons deux types de planchers :

**❖ Plancher terrasse :**

**Figure II.3 : Coupe verticale d'un plancher terrasse**

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN / m <sup>3</sup> )	Charge G (KN / m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravillon	5	20.00	1.00
2	Etanchéité multicouche	2	6.00	0.12
3	Forme de pente en béton	7	22.00	1.54
4	Feuille polyane	4	0.25	0.01
5	Isolation thermique	4	4.00	0.16
6	Plancher en corps creux	16+4	14	2.8
7	Enduit plâtre	2	10	0.2
				<b>G<sub>tot</sub> = 5.83 KN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau II.1 : Charges permanentes (G) revenant au plancher terrasse**

## ❖ Plancher d'étage courant :

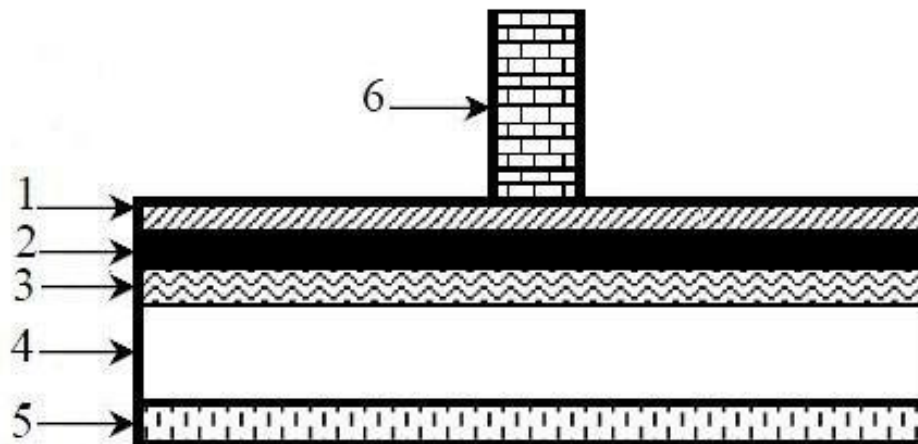


Figure II.4 : Coupe verticale du plancher d'étage

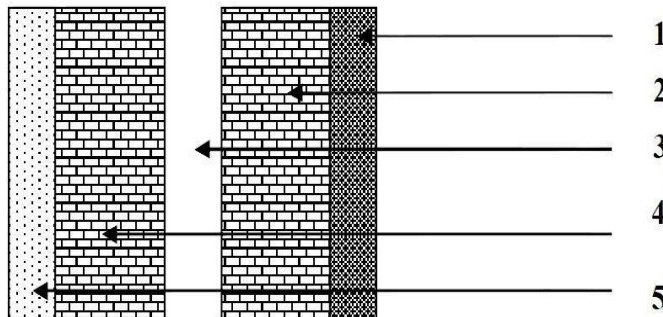
N°	Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN / m <sup>3</sup> )	Charge G (KN / m <sup>2</sup> )
1	Revêtement carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	3	20	0.6
3	Couche de sable	3	22	0.66
4	Plancher en corps creux	20	14	2.8
5	Enduit sous plafond	2	10	0.2
6	Cloison en brique creuse	10	09	0.9
				$G_{tot} = 5.56 \text{KN/m}^2$

Tableau II.2 : Charges permanentes (G) revenant au plancher d'étage courant.

➤ **Maçonnerie :**

Nous possédons deux types de mur :

❖ **Mur extérieurs :**

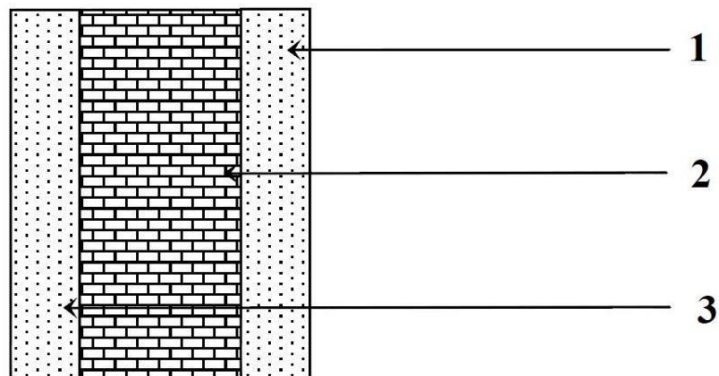


**Figure II.5 : Coupe verticale d'un mur extérieur**

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN / m <sup>3</sup> )	Charge G (KN / m <sup>2</sup> )
1	Mortier de ciment	2	18	0.36
2	Briques creuses	10	09	0.9
3	Lame d'air	5	00	00
4	Briques creuses	10	09	0.9
5	Enduit de plâtre	2	10	0.2
				<b>G<sub>tot</sub>=2.36(KN/m<sup>2</sup>)</b>

**Tableau II.3 : Charges permanentes (G) revenant aux murs extérieurs**

❖ **Mur intérieurs :**



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

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN / m <sup>3</sup> )	Charge G (KN / m <sup>2</sup> )
1	Enduit de plâtre	2	10	0,2
2	Briques creuses	10	09	0,9
3	Enduit de plâtre	2	10	0,2
				<b>G<sub>tot</sub>=1,13(KN/m<sup>2</sup>)</b>

**Tableau II.4 : Charges permanentes (G) revenant aux murs intérieur**

➤ **Acrotère :**

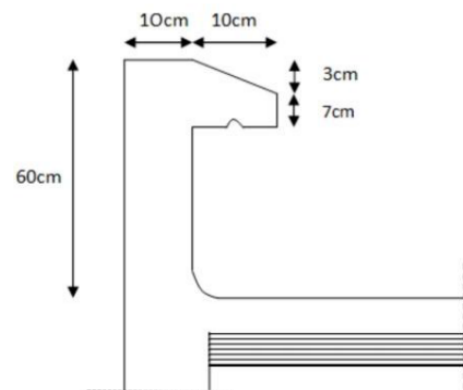
Les dimensions de l'acrotère qui sont illustrées dans le schéma ci-dessous, vont nous permettre de déterminer la charge permanente correspondante :

$$G_{arc} = \rho_{béton} \times S_{acr}$$

• **Calcul de son poids propre :**

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,07) + (0,1 \times \frac{0,03}{2}) = 0,0685 \text{ m}$$

$$G_{arc} = 25 \times 0,0685 \Rightarrow \mathbf{G = 1,71 \text{ kN/m}}$$



**Figure II.7 : Dimensionnement de l'acrotère**

**II.3 .2/ Les surcharges d'exploitation :**

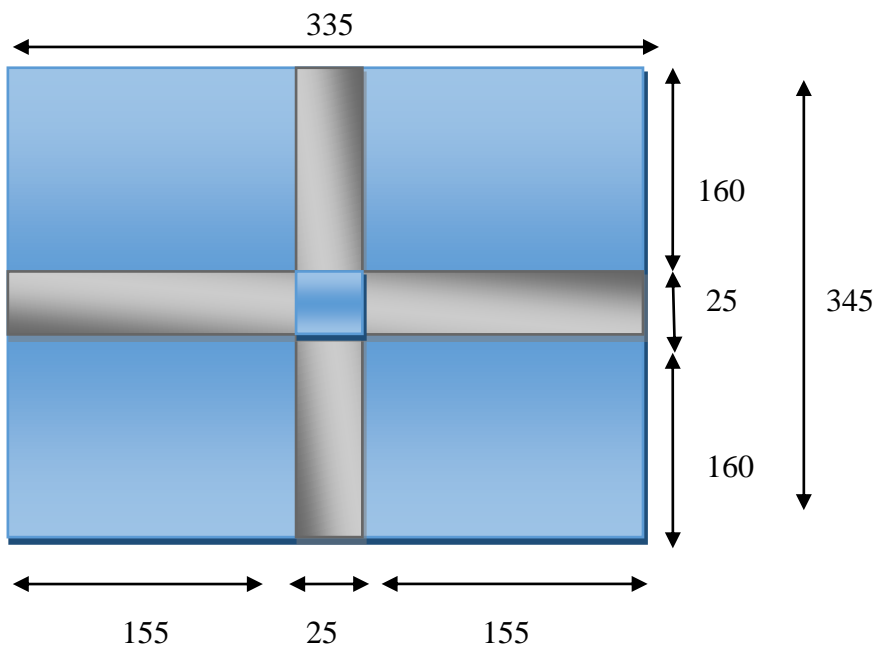
Détermination des surcharges d'exploitation relatives de la même manière que pour les charges permanentes.

Eléments	Surcharge (KN / m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse inaccessible	1,00
Plancher à usage habitation	1,5
Plancher à usage commercial (RDC)	3,5
Balcons	3,5
Escalier	2,5
Acrotère	1

**Tableau II.5 : Charges permanentes (G) revenant aux murs intérieurs.**

#### II.4 : LOCALISATION DES POTEAUX LE PLUS SOLLICITE

Elle est effectuée pour les poteaux les plus sollicités. Dans notre cas c'est le poteau de l'étage courant **B5**



❖ **Surfaces d'influence :**

Selon le RPA la section minimale des poteaux est (25x25) cm<sup>2</sup> pour la zone 2a.

On impose donc, cette section donnée par le règlement.

## ✓ La section nette revenant au poteau :

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = S_2 = S_3 = S_4 = 1,55 \times 1,6 = 2,48 \text{ m}^2$$

$$S_n = 2,48 + 2,48 + 2,48 + 2,48$$

$$S_n = 9,92 \text{ m}^2$$

$$S_b = 11,56 \text{ m}^2$$

**II.5 DESCENTE DES CHARGES :**

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

**II.5.1/ Détermination du poids propre des éléments :**

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

➤ Poids des planchers revenant au poteau le plus sollicité :  $p = S \times G$ 

Plancher	Surface d'influence m <sup>2</sup>	Charge permanente	Charge revenante
Terrasse	9,92	5,83	57,83
Etage courant	9,92	5,56	55,16

**Tableau II.6 : Charges permanentes des planchers**

➤ Poids des Poutres :  $G = b \times h \times L \times \rho$ 

Poutres	Charges permanentes des poutres (KN) $G = b \times h \times L \times \rho$	Charges permanentes totales des poutres (KN) $P_{total} = G_{pp} + G_{ps}$
Poutres principales (30x35)	$(0,35 \times 0,30) \times 3,1 \times 25 = 8,14 \text{ KN}$	$P_t = 14,14$
Poutres secondaire (25x30)	$(0,30 \times 0,25) \times 3,2 \times 25 = 6 \text{ KN}$	

**Tableau II.7 : Charges permanentes des poutres**

➤ **Poids des Poteaux** :  $G_{pte} = h_{pe} \times b_{pe} \times h_e \times \rho$

Poteaux	Charges permanentes des poutres(KN) $G_{pte} = h_{pe} \times b_{pe} \times h_e \times \rho$	Résultats
Etage courant	$G_{pte} = 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25$	4,78
RDC	$G_{pte} = 0,25 \times 0,25 \times 4,08 \times 25$	6,38
l'entre sol 01	$G_{pte} = 0,25 \times 0,25 \times 3,40 \times 25$	5,31
l'entre sol 02	$G_{pte} = 0,25 \times 0,25 \times 4,08 \times 25$	6,38

**Tableau II.8 : Charges permanentes des poteaux**

### II.5.2/ Surcharge d'exploitation :

- Plancher terrasse

$$Q_{pt} = S_b \times Q_t = 11,56 \times 1 = 11,56 \text{ KN}$$

- Plancher RDC

$$Q_{pr} = S_b \times Q_r = 11,56 \times 3,5 = 40,46 \text{ KN}$$

- Plancher de l'étage courant

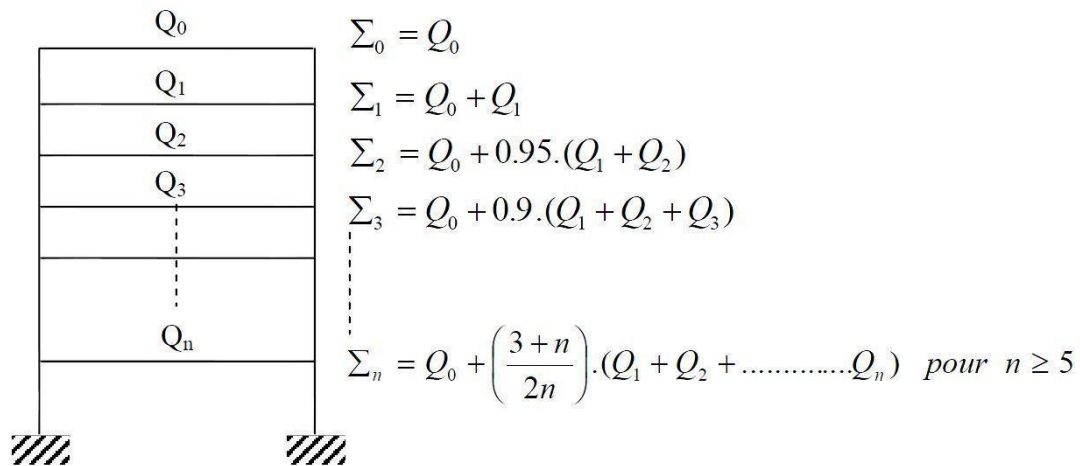
$$Q_{et} = S_b \times Q_e = 11,56 \times 1,5 = 17,34 \text{ KN}$$

- Plancher de l'entre sol

$$Q_{es} = S_b \times Q_{es} = 11,56 \times 3,5 = 40,46 \text{ KN}$$

### II.6 La Loi de Dégression des Charges en Fonction du Nombre d'Etages :

D'après le règlement DTR B.C.2.NT2, la loi de dégression s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux et où les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes pour les bâtiments à usage habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur leur niveau. Le nombre minimum de niveau pour tenir compte de la loi de dégression de surcharge est de cinq étages ou plus, ce qui est le cas de notre ouvrage.



$Q_0$  : 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 des surcharges.

Nombre	0	1	2	3	4	5	6	7
Niveau	8	7	6	5	4	3	2	1
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,875	1	1	1

**Tableau II.9: Valeurs des coefficients de dégression des surcharges.**

Avec :

$Q_0=11,56$  KN (terrasse)

$Q_1=Q_2= Q_3= Q_4 =1,5 \times 11,56=17,34$  KN (étage courant)

$Q_5= Q_6= Q_7=3,5 \times 11,56= 40,46$  KN (RDC+S/sol)

NIVEAUX	Operations	Résultats(KN)
Terrasse	Q0	11,56
Niveau4	Q0 + Q1	28,9
Niveau3	Q0 + 0.95 (Q1 +Q2)	44,51
Niveau2	Q0 + 0.90 (Q1 + Q2 +Q3)	58,38
Niveau1	Q0 + 0.85 (Q1 +Q2 +Q3 +Q4)	72,25
Niveau RDC	Q0 + 1 (Q1 +Q2 +Q3 +Q4 +Q5)	121,38
Entre sol1	Q0 +1(Q1 +Q2 +Q3 +Q4 +Q5 +Q6)	161,84
Entre sol2	Q0 + 1(Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7)	202,3

**Tableau II.10 : Résultats des surcharges cumulées.**

NIVEAU	Charge permanente (KN)					Charge d'exploitation (KN)		Effort Normau x (KN)	Section des Poteaux (cm <sup>2</sup> )	
	Poids propre			G	G cum	Q	Q Cum	Ns=G+Q	$S \geq \frac{Ns}{\bar{\sigma}_{bc}}$	Section adoptée (b x h) Section
	Planchers (KN)	Poutres (KN)	Poteaux (KN)							
Terrasse	57,83	14,14	/	71,97	71,97	11,56	11,56	83,53	55,68	<b>35x35</b>
4	55,16	14,14	4,78	74,08	146,05	17,34	28,9	174,95	116,63	<b>35x35</b>
3	55,16	14,14	4,78	74,08	220,13	17,34	44,51	264,64	176,43	<b>40x40</b>
2	55,16	14,14	4,78	74,08	294,21	17,34	58,38	352,59	235,06	<b>40x40</b>
1	55,16	14,14	4,78	74,08	368,29	17,34	72,25	440,54	293,69	<b>40x40</b>
RDC	55,16	14,14	6,38	75,68	443,97	40,46	121,8	565,77	377,18	<b>45x45</b>
S/S 01	55,16	14,14	5,31	74,61	518,58	40,46	161,4	676,98	453,32	<b>45x45</b>
S/S02	55,16	14,14	6,38	75,68	594,26	40,46	202,3	796,56	531,04	<b>45x45</b>

**Tableau II.11 : récapitulatif de la descente de charge**

**Note :**

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

- Si les sections de ferrailage sont importantes on est appelé à augmenter les sections des poteaux.
- Si la période de vibration n'est pas vérifiée.
- Si l'effort normal réduit n'est pas vérifié.

### II.7 VERIFICATION RELATIVE AU COFFRAGE :

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone IIa doivent satisfaire les conditions suivantes : (RPA 99 version 2003 Art 7.4.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b x h)} \geq 25\text{cm} \\ \text{Min (b x h)} \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
35x35	$\text{min (b, h)} \geq 25 \text{ cm}$	$\text{Min (b, h)} = 35\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\text{Min (b x h)} \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < 1 < 4$	
40x40	$\text{min (b, h)} \geq 25 \text{ cm}$	$\text{Min (b, h)} = 40\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\text{Min (b x h)} \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < 1 < 4$	
45x45	$\text{min (b, h)} \geq 25 \text{ cm}$	$\text{Min (b, h)} = 45\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\text{Min (b x h)} \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < 1 < 4$	

**Tableau II-12 : Vérification relative au coffrage**

### II.8 VERIFICATION AU FLOMBEMENT :

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 la condition suivante :

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

**Avec :**

$\lambda$  : l'élancement des poteaux.

$L_f$ : Longueur de flambement ( $L_f = 0,7 L_0$  car le poteau est encasté à ses deux extrémités d'après le BAEL.91).

$i$  : rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$ )

$L_0$  : longueur libre du poteau.

$S$  : section transversale du poteau ( $b \times h$ ) tel que  $b=h$

$I$ : moment d'inertie du poteau ( $I = \frac{bh^3}{12}$ ) tel que  $b=h$ .

Ce qui donne :

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{b^2}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{b^4/12}{b^2}}} = \frac{0,7l_0\sqrt{12}}{b}$$

$$\lambda = 0,7 \times 12 \times \frac{l_0}{b}$$

$$\lambda = 2,42 \frac{l_0}{b}$$

Poteaux (35x35) : (**Niveau 4 et 5**)  $L_0 = 306\text{cm}$ .  $\Leftrightarrow \lambda = 21,16 < 50$   $\Rightarrow$  **C.V**

Poteaux (40x40): (**Niveau3 ,2 et 1**)  $L_0 = 306\text{cm}$ .  $\Leftrightarrow \lambda = 18,513 < 50$   $\Rightarrow$  **C.V**

Poteaux (45x45) : (**S/Sol 02**) :  $L_0 = 340\text{cm}$ .  $\Leftrightarrow \lambda = 18,28 < 50$   $\Rightarrow$  **C.V**

Poteaux (45x45) : (**RDC et S/Sol1**) :  $L_0 = 408\text{cm}$ .  $\Leftrightarrow \lambda = 21,94 < 50$   $\Rightarrow$  **C.V**

**Conclusion :**✓ **Les planchers :**

Hauteur du plancher Corps creux  $h_t=20\text{cm}$   $\Leftrightarrow$  soit un plancher de (16+4)

✓ **Les poutres :**

Section des poutres principales **(30×35) cm<sup>2</sup>**

Section des poutres secondaires **(25×30) cm<sup>2</sup>**

✓ **Les poteaux :**

**(35x35) cm<sup>2</sup>**  $\Rightarrow$  Terrasse / ET04

**(40x40) cm<sup>2</sup>**  $\Rightarrow$  ET04/ET02/ET01

**(45x45) cm<sup>2</sup>**  $\Rightarrow$  RDC/E.Sol01/E.Sol02

✓ **Les voiles :**

Epaisseur des voiles :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{e = 20\text{ cm}} \text{ pour (RDC ; E/Sol 1 ; E/Sol2)} \\ \mathbf{e = 15\text{ cm}} \text{ pour les étages courants} \end{array} \right.$$

***Chapitre III***  
***Calcul des éléments***  
***secondaires***

## Introduction :

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments non structuraux qui sont : l'acrotère, les balcons, les escaliers, ainsi que les planchers ; à savoir la détermination des armatures et les différentes vérifications.

### III.1 L'acrotère :

L'acrotère est une construction complémentaire sur le plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute.

Cet acrotère est encastré à sa base, Le calcul s'effectue pour une bande de 1 mètre de largeur, le ferrailage sera déterminé en flexion composée et la fissuration est considérée comme préjudiciable.

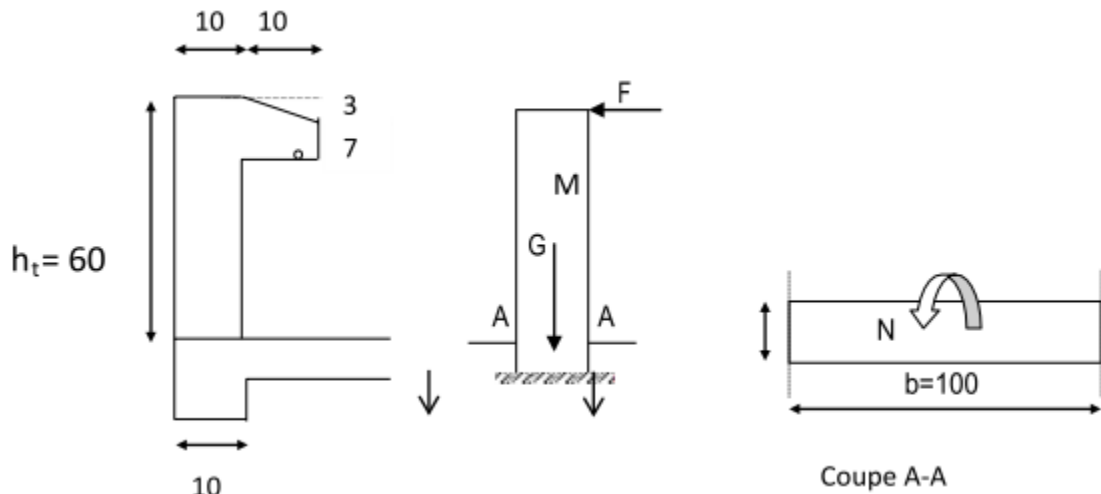


Figure III.1.1 Dimensionnement de l'acrotère

#### III.1.1 Les dimensions de l'acrotère :

- largeur : 100 cm
- hauteur : 60 cm
- épaisseur : 10 cm

#### III.1.2 Calcul des sollicitations:

- Charge permanente « G » :

Poids propre:  $G = \rho \times s \times 1m_l$

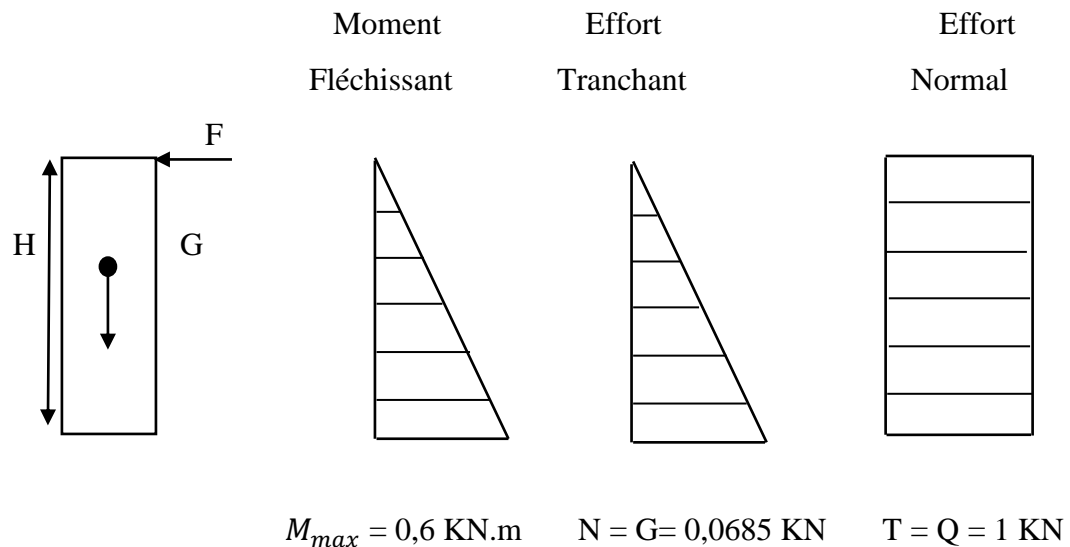
Avec :

$\rho$  : Masse volumique du béton

S : Section transversale de l'acrotère

$$G = 25 [(0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,10) + (0,03 \times \frac{0,10}{2})] = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation :  $Q=1,00$  KN /ml
- Effort tranchant dû à la poussée latérale :  $T= Q \times 1$  ml = 1 KN
- Effort normal dû au poids propre  $G$  :  $N_G = G \times 1 = 1,7125$  KN
- Effort normal dû à la surcharge  $Q$  :  $N_Q = 0$  KN
- Moment fléchissant max dû au poids propre :  $M_G= 0$ KN.m
- Moment fléchissant max dû à la surcharge  $Q$  :  $M_Q = Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60$  KN.m



**Figure III.1.2 Diagrammes des efforts internes (M, N, T)**

### III.1.3 Combinaisons de charges:

#### ⚡ A l'ELU :

La combinaison de charge est :  $1,35G + 1,5Q$

- **Effort normal de compression :**

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1,35 \times 1,7125 = 2,31 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = \mathbf{1,5 \text{ KN}}$$

- **Moment de flexion :**

$$M_u = 1,35M_G + 1,5M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

#### ⚡ A l'ELS :

La combinaison de charge est :  $G + Q$

- **Effort normal de compression :**

$$N_s = G = 1,7125 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant :**

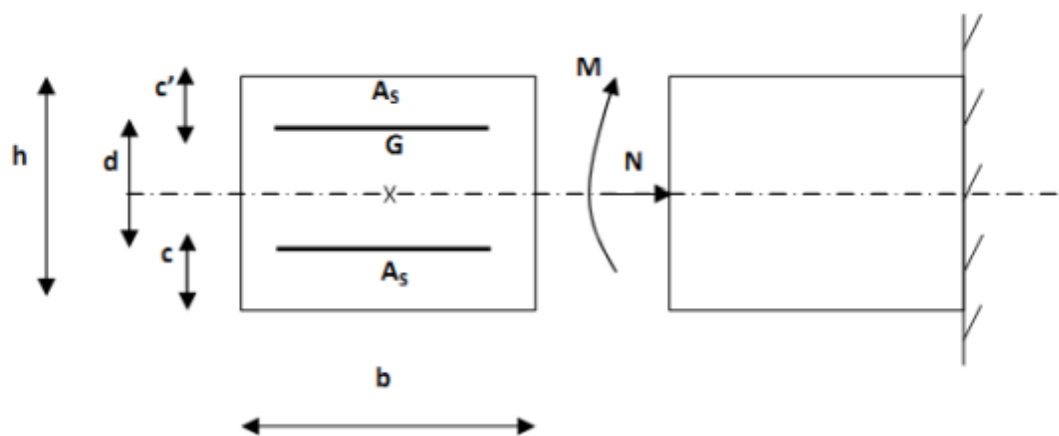
$$T_s = T = 1 \text{ KN}$$

- **Moment fléchissant :**

$$M_s = M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$$

### III.1.4 Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage se fera comme une console qui travaille en flexion composée. Le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS.



$h$  : L'épaisseur de la section  $\Rightarrow h = 10\text{cm}$

$c = c'$  : L'enrobage  $\Rightarrow c = c' = 3\text{cm}$

$$d = h - c = 10 - 3 = 7\text{cm}$$

$M_f$  : Moment fictif calculé par rapport

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

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow \frac{0,9}{2,31} = 0,39 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c' \Rightarrow \frac{0,10}{2} - 0,03 = 0,02 \text{ m}$$

$$e_u \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right) \Rightarrow 0,39 \geq 0,02$$

$\Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures

$N$  : est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (SPC), elle sera calculée en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif, puis se ramène à la flexion composée

• **Etape fictive (flexion simple)**

✓ **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g$$

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c$$

Avec :

$g$  : distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armatures

$$M_f = N_u \times (e_u + \frac{h}{2} - c)$$

$$M_f = 2,31 \times (0,39 + 0,05 - 0,03) = 0,947 \text{ KN.m}$$

✓ **Moment réduit**

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \times f_{bu}} = \frac{0,947 \times 10^2}{100 \times 7^2 \times 14,2 \times 10^{-1}} = 0,014$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,014 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{section simplement armée (S.S.A)}$$

$$\mu = 0,014 \Rightarrow \beta = 0,993$$

✓ **Armatures fictives en flexion simple**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Avec:

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

$$A_f = \frac{M_f}{d \cdot \beta \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,947 \times 10^3}{7 \times 0,993 \times 348 \times 10^{-1}}$$

$$A_f = 0,39 \text{ cm}^2$$

○ **Etape réelle (flexion composée)**

✓ **La section des armatures réelles**

$$A_{str} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow 0,39 - \frac{2,31}{348 \times 10^{-1}} = 0,32 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{str} = 0,32 \text{ cm}^2 \\ A_{sc} = 0 \end{cases}$$

**b. Vérification à l'ELU****1. Condition de non fragilité :****(Art A.4.2.1/BAEL 91)**

Un élément est considéré non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de la première fissuration de la section droite.

**➤ Armatures principales :**On doit vérifier :  $A \geq A_{min}$ 

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{c28}}{f_e} \left( \frac{e_s - 0,445 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \right)$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,5125} = 0,35 \text{ m}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 100 \times 7}{400} \left( \frac{3,5 - 0,455 \times 7}{3,5 - 0,185 \times 7} \right) = 0,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{str} = 0,32 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,8 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition non vérifiée}$$

$\implies$  Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc le ferrailage se fera avec la section minimale.

$$\text{Soit : } A_s = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec un espacement : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \implies S_t = 25 \text{ cm}$$

**➤ Les armatures de répartition :**

$$A_f = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA8} = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \frac{60}{3} = 20 \implies S_t = 20 \text{ cm}$$

**2. Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A.5.2.2/BAEL91)**

La fissuration est préjudiciable donc :

On doit vérifier :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right\} \end{array} \right.$$

Avec :

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement

$V_u$  : L'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{100 \times 70} = 0,0214 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \times \frac{25}{1,5}; 4\text{MPa} \right\} = \min \{ 2,5\text{MPa}; 4\text{MPa} \} \implies \tau_u = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,0214 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPA} \implies \text{Condition Vérifiée}$$

$\implies$  Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### 3. Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres : (Art A.6.1, BAEL91/99) On doit vérifier :

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

Avec :

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

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement ;  $\Psi_s = 1,5$  (HA)

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \Sigma u_i} \Sigma u_i$$

$$\Sigma u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,48} = 0,237 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 0,237 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPA} \implies \text{Condition Vérifiée}$$

### 4. Vérification des espacement des barres : (Art A.4.5, 33/BAEL 91 modifiée 99)

La fissuration est préjudiciable :

▪ **Armatures principales :**  $St \leq \min \{ 3h, 33\text{cm} \} = 30\text{cm}$

On prend :  $St = 25\text{cm} < 30\text{cm} \implies \text{Condition Vérifiée}$

▪ **Armatures de répartition :**  $St \leq \min \{ 4h, 45\text{cm} \} = 40\text{cm}$

On prend :  $St = 20\text{cm} < 40\text{cm} \implies \text{Condition Vérifiée}$

### 5. Ancrage des barres : (BAEL 91 révisé 99-Art.6.1.2)

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

Avec :  $\bar{\tau}_u = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835\text{MPa}$

D'où :  $l_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2,835} = 282,18 \text{ mm} \implies l_s = 30\text{cm}$

**c. Vérification à l'ELS :**

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivantes

- La contrainte dans les aciers :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$
- La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

$\sigma_{st}$ : Contrainte dans les aciers tendus.

$\bar{\sigma}_{st}$ : Contrainte limite dans les aciers tendus

$\sigma_{bc}$ : Contrainte dans le béton comprimé

$\bar{\sigma}_{bc}$ : Contrainte limite dans le béton comprimé

### 1. Vérification des contraintes dans les aciers : (BAEL 91 révisé 99-Art 4.5.2.3)

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287 \Rightarrow \beta_1 = 0,915 \Rightarrow k = 44,17$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^3 \times 10^3}{0,915 \times 70 \times 2,01 \times 10^2} \Rightarrow \sigma_{st} = 46,6 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta} \cdot f_{t28} \right)$$

On a:

Des aciers FeE400

HA  $\geq$  8mm

$\eta = 1,6$  fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min (266,66 ; 201,63) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPA}$$

D'où :

$$\sigma_{st} = 46,6 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

### 2. Vérification des contraintes de compression dans le béton : (Art 4.5.2-BAEL 91 révisé 99)

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{46,6}{44,17} = 1,05 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 1,05 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \implies \text{Condition Vérifiée}$$

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

### 3. Vérification de l'acrotère au séisme : (Art 6.2.3 / RPA 99)

Le RPA Préconise le calcul de l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule

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

Avec :

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

Pour notre cas : Groupe d'usage 2, zone IIA = 0,15

$C_p$  : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires

$C_p = 0,3$  (Tableau 6-1/RPA99)

$W_p$  : Poids de l'élément (l'acrotère).

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

D'où :  $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,3 \times 1,712 = 0,308 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$

#### Conclusion :

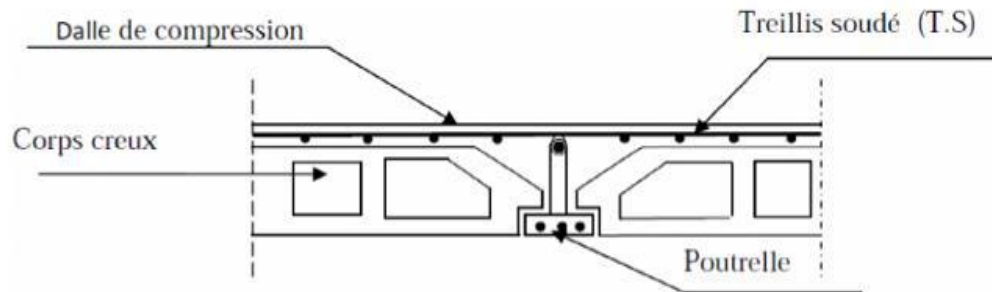
La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

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

- Armatures principales :  $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$  avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .
- Armatures de répartition :  $3\text{HA}8 = 1,5 \text{ cm}^2$  avec :  $S_t = 20 \text{ cm}$

### III.2 Les plancher :

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



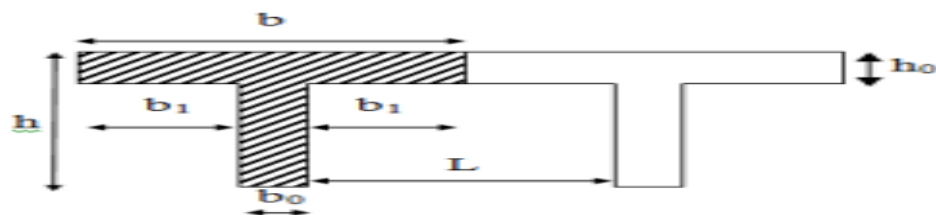
**Figure III.2.1 Coupe verticale sur un plancher en corps creux**

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

#### III.2.1 Détermination des dimensions de la section en T :

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T ; reposant sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simples. La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge  $\langle q_u \rangle$  uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

A ce stade la poutre doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux est celui de la dalle de compression ainsi que les charges revenant au plancher.



**Figure III.2.2 Dimensions de la poutrelle.**

$$h = 16 + 4 = 20 \text{ cm (hauteur de la section)}$$

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

$C = 2$  cm (enrobage)

$d = 18$  cm (hauteur utile)

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

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

$b$ : La largeur de la table de compression

$$b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

$L$  : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

$$L = b - b_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

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

$$L_1 = 340 \text{ cm} = 3,4 \text{ m}$$

$$b_1 \leq \min \left( \frac{53}{2} ; \frac{340}{10} ; 8 \times 4 \right)$$

$$b_1 \leq \min (26,5 ; 34 ; 32) \iff b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

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

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de « 4cm » d'épaisseur, armée d'un treillis soudé de nuance (TS 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser aux valeurs indiquées par B.A.E.L. (Art B.6.8.423) :

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

✓ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A^\perp = \frac{4 \times l}{f_e}$$

Avec :

$L = 65$  cm : distance entre axes des poutrelles.

$f_e = 520$  MPa: Limite d'élasticité.

$$A^\perp = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2/m_l$$

$$\text{Soit } A^\perp = 4\text{HA5} = 0,78 \text{ cm}^2$$

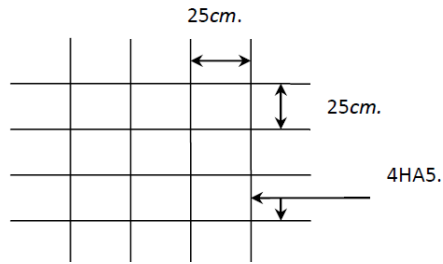
Avec un espacement  $S_t = 25$  cm

✓ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A// = \frac{A^\perp}{2} = \frac{0,78}{2} = 0,39 \text{ cm}^2/m_l$$

$$\text{Soit } A// = 4\text{HA5} = 0,78 \text{ cm}^2$$

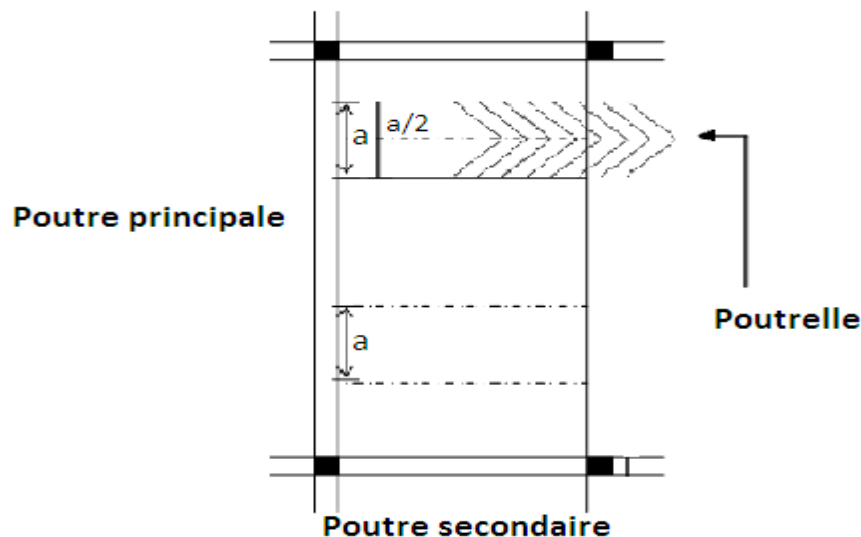
Avec un espacement  $S_t = 25$  cm



### III.2.3 Calcul des poutrelles :

Elles sont de section en T, distance entre axe est de 65cm ; le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu.

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément réparties, et le calcul ce fait en deux étapes avant le coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression.



**Figure III.2.3 La disposition des poutrelles**

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

#### a. Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée à ces deux extrémités.

Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0,95KN/m<sup>2</sup> ainsi que celui de l'ouvrier :

$$\text{Poids propre de la poutrelle : } G_1 = (0,04 \times 0,12) \times 25 = 0,12 \text{ KN/m}_l$$

$$\text{Poids du corps creux : } G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/m}_l$$

$$\text{Surcharge de l'ouvrier : } Q = 1 \text{ KN/m}_l$$

## 1. Ferrailage à L'ELU :

- **Calcul du moment isostatique :**

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable : ( $L=3,4\text{m}$ )

- **Combinaison des charges :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1 = 2,50 \text{ KN/m}_t$$

- **Le moment max en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2,5 \times 3,4^2}{8} = 3,61 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de l'effort tranchant max :**

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2,5 \times 3,4}{2} = 4,25 \text{ KN}$$

- **Ferrailage de la poutrelle :**

Avec :

$$d = h_0 - c$$

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

$h_0$  : la hauteur utile.

$$d = h_0 - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 f_{bc}} = \frac{3,61 \times 10^5}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 5,29$$

$$\mu = 5,29 > \mu_l = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{La section est doublement armée (SDA)}$$

**Remarque :**

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

**b. Après coulage de la dalle de compression :**

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière.

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en **T** ; avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis.

- **Poids plancher :**

- **Plancher terrasse :**

Charges permanentes :  $G = 5,83 \times 0,65 = 3,79 \text{ KN/ml}$

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

- **Plancher étage courant :**

Charges permanentes :  $G = 5,56 \times 0,65 = 3,614 \text{ KN/ml}$

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

- **Plancher RDC :**

Charges permanentes :  $G = 5,56 \times 0,65 = 3,614 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitations :  $Q = 3,5 \times 0,65 = 2,275 \text{ KN/ml}$

- **Combinaison des charges :**

- ❖ **Plancher terrasse :**

**ELU :**  $Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,79) + (1,5 \times 0,65) = 6,09 \text{ KN/ml}$ .

**ELS:**  $Q_s = G + Q = 3,79 + 0,65 = 4,44 \text{ KN/ml}$  .

- ❖ **Plancher étage courant :**

**ELU :**  $Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,614) + (1,5 \times 0,975) = 6,341 \text{ KN/ml}$

**ELS:**  $Q_s = G + Q = 3,614 + 0,975 = 4,589 \text{ KN/ml}$

- ❖ **Plancher RDC :**

**ELU :**  $Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,614) + (1,5 \times 2,275) = 8,291 \text{ KN/ml}$

**ELS:**  $Q_s = G + Q = 3,614 + 2,275 = 5,889 \text{ KN/ml}$

**Remarque :**

On constate que le chargement pour le plancher qui représente le cas le plus défavorable, est celui de RDC.

**G** =  $5,56 \times 0,65 = 3,614 \text{ KN/m}$  ; **Q** =  $3,5 \times 0,65 = 2,275 \text{ KN/m}$

**c. Choix de la méthode de calcul:** La détermination des moments fléchissant se fera par

l'une des méthodes suivantes :

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

## 1. Méthode forfaitaire :

### i. Domaine d'application de la méthode forfaitaire :

#### Conditions d'applications (Art B .6.2, 210 BAEL91 mod99):

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

$$Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN/m}^2\}$$

$$2,275 \leq \max \{2 \times 3,614 ; 5 \text{ KN/m}^2\} \implies 2,275 \leq \max \{7,228 ; 5 \text{ KN/m}^2\}$$

$$2,275 \leq 7,228 \text{ KN/m}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées  $\implies$  **Condition vérifiée.**

- ✓ Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

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

$$\left. \begin{array}{l} \frac{3,4}{3,4} = 1 \\ \frac{3,4}{3} = 1,13 \\ \frac{3}{3,4} = 0,88 \end{array} \right\} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements.

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

### ii. Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée 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 .

**iii. Expos é de la méthode :**

Le rapport ( $\alpha$ ) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

$$\text{Avec : } 0 \leq \alpha \leq \frac{3}{2}$$

$M_0$  : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée  $l$  que la travée considérée soumise au même charges.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$M_w$  : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

$M_e$  : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

$M_t$  : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

- $M_t \geq \max \{ 1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \implies$  pour une travée intermédiaire.
- $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \implies$  pour une travée de rive.

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

$0,6 M_0$  : pour une poutre à deux travées.

$0,5 M_0$  : pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$0,4 M_0$  : pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

$0,3M_0$  : pour les appuis de rive semi encastés.

**➤ Effort tranchant :**

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

Avec :

$l$  : Longueur de la travée considérée.

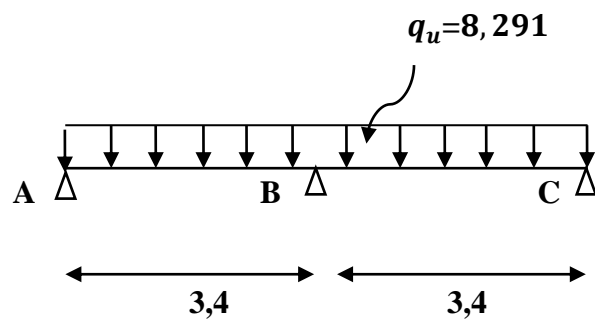
$\theta(x)$  : Effort tranchant de la travée isostatique.

$M_i$  et  $M_{i+1}$  : sont les moments aux appuis (i) et (i+1) respectivement en valeurs algébriques.

$$T_w = \frac{qu l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

$$T_e = -\frac{qu l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

### ➡ 1<sup>er</sup> Type : Plancher RDC



#### A. Calcul des coefficients :

$\alpha$  : Le rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanentes (G) et des charges d'exploitation (Q).

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2,275}{2,275+3,614} = 0,386 \iff 0 \leq \alpha = 0,386 \leq \frac{3}{2}$$

Dans notre cas, on a une poutre sur cinq (05) appuis, on aura donc le diagramme suivant :

$\alpha$	$1+0,3\alpha$	$\frac{1 + 0,3\alpha}{2}$	$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}$
0,386	1,115	0,557	0,657

**Tableau III.2.1 Calcul des coefficients de plancher RDC**

#### B. Application de la méthode forfaitaire :

○ Calcul des moments isostatique :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

• Travée 1-2 : L=3,4m

$$M_{01} = \frac{8,291 \times 3,4^2}{8} = 11,98 \text{KN.m}$$

• Travée 1-2 : L=3,4m

$$M_{02} = \frac{8,291 \times 3,4^2}{8} = 11,98 \text{KN.m}$$

○ Calcul des moments aux appuis :

$$M_1 = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 11,98 = 3,59 \text{KN.m}$$

$$M_2 = 0,6 \max (M_{01} ; M_{02}) = 0,6 M_{01} = 0,6 \times 11,98 = 7,19 \text{KN.m}$$

$$M_3 = 0,3 M_{02} = 0,3 \times 11,98 = 3,59 \text{KN.m}$$

○ **Calcul des moments en travées :****Travée de rive AB :**

$$\bullet M_t \geq \max \{1,05 \times 11,98 ; 1,115 \times 11,98\} - \frac{3,59 + 7,19}{2}$$

$$M_t \geq \max \{12,58 ; 13,36\} - 5,39$$

$$M_t \geq 13,36 - 5,39$$

$$M_t \geq 7,97 \text{ KN.m}$$

$$\bullet M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} \times 11,98$$

$$M_t \geq 0,657 \times 11,98$$

$$M_t \geq 7,87 \text{ KN.m}$$

 **Soit  $M_{AB} = 7,97 \text{ KN.m}$**

**Travée de rive BC :**

$$\bullet M_t \geq \max \{1,05 \times 11,98 ; 1,115 \times 11,98\} - \frac{7,19 + 3,59}{2}$$

$$M_t \geq \max \{12,58 ; 13,36\} - 5,39$$

$$M_t \geq 13,36 - 5,39$$

$$M_t \geq 7,97 \text{ KN.m}$$

$$\bullet M_t \geq 0,657 \times 11,98$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} \times 11,98$$

$$M_t \geq 0,657 \times 11,98$$

$$M_t \geq 7,87 \text{ KN.m}$$

 **Soit  $M_{BC} = 7,97 \text{ KN.m}$**

○ **Calcul des efforts tranchants :****Travée AB :**

$$\bullet T_w = \frac{8,291 \times 3,4}{2} + \frac{7,19 - 3,59}{3,4}$$

$$T_w = 15,14 \text{ KN}$$

$$\bullet T_e = -\frac{8,291 \times 3,4}{2} + \frac{7,19 - 3,59}{3,4}$$

$$T_e = -13,04 \text{ KN}$$

**Travée BC :**

$$\bullet T_w = \frac{8,291 \times 3,4}{2} + \frac{3,59 - 7,19}{3,4}$$

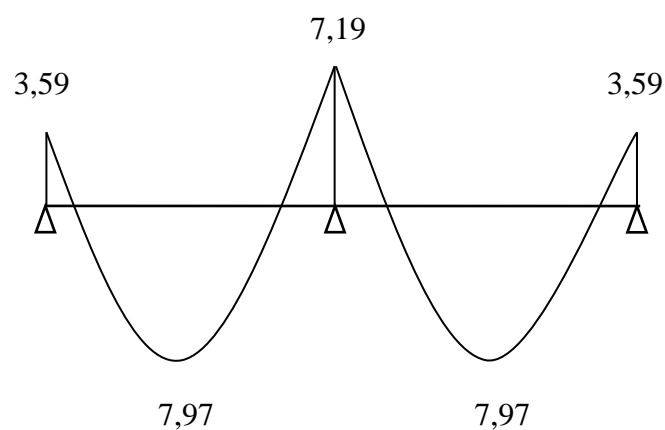
$$T_w = 13,04 \text{ KN}$$

$$\bullet T_e = - \frac{8,291 \times 3,4}{2} + \frac{3,59 - 7,19}{3,4}$$

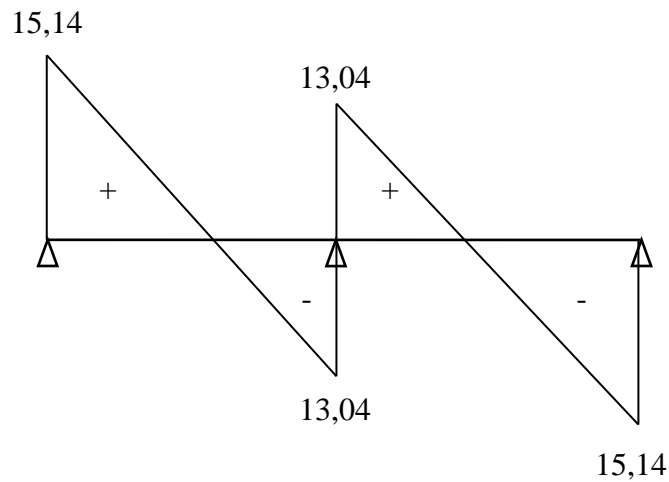
$$T_e = - 15,14 \text{ KN}$$

$M_0$ (KN.m)			
$M_{01}$		$M_{02}$	
11,98		11,98	
$M_a$ (KN.m)			
$M_1$	$M_2$	$M_3$	
3,59	7,19	3,59	
$M_t$ (KN.m)			
Travé AB		Travé BC	
<b>7,97</b>		<b>7,97</b>	
$T$ (KN)			
Travé AB		Travé BC	
$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$
15,14	-13,04	13,04	-15,14

**Tableau III.2.2 Résultat de calcul de RDC à l'ELU**

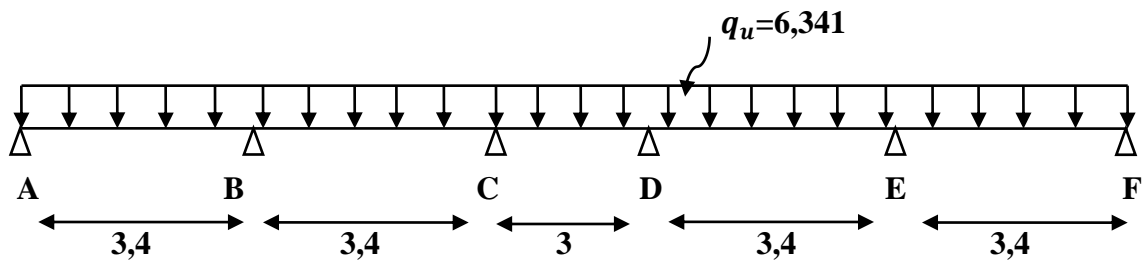


**Diagramme des moments fléchissant**



**Diagramme de l'effort tranchant**

➡ 2<sup>ème</sup> Type : Plancher étage courant



**A. Calcul des coefficients :**

$\alpha$	$1+0,3\alpha$	$\frac{1 + 0,3\alpha}{2}$	$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}$
0,212	1,063	0,532	0,632

**Tableau III.2.3 Calcul des coefficients de plancher étage courant**

○ Calcul des moments isostatique :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

• Travée 1-2 : L=3,4m

$$M_{01} = \frac{6,341 \times 3,4^2}{8} = 9,16 \text{KN.m}$$

• Travée 2-3 : L=3,4m

$$M_{02} = \frac{6,341 \times 3,4^2}{8} = 9,16 \text{KN.m}$$

• **Travée 3-4** : L=3m

$$M_{03} = \frac{6,341 \times 3^2}{8} = 7,13 \text{ KN.m}$$

• **Travée 4-5** : L=3,4m

$$M_{04} = \frac{6,341 \times 3,4^2}{8} = 9,16 \text{ KN.m}$$

• **Travée 5-6** : L=3,4m

$$M_{05} = \frac{6,341 \times 3,4^2}{8} = 9,16 \text{ KN.m}$$

○ **Calcul des moments aux appuis :**

$$M_1 = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 9,16 = 2,75 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \max (M_{01} ; M_{02}) = 0,5 M_{01} = 0,5 \times 9,16 = 4,58 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,4 \max (M_{02} ; M_{03}) = 0,4 M_{02} = 0,4 \times 9,16 = 3,66 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,4 \max (M_{03} ; M_{04}) = 0,4 M_{04} = 0,4 \times 9,16 = 3,66 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0,5 \max (M_{04} ; M_{05}) = 0,5 M_{05} = 0,5 \times 9,16 = 4,58 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 0,3 M_{05} = 0,3 \times 9,16 = 2,75 \text{ KN.m}$$

○ **Calcul des moments en travées :**

**Travée de rive AB:**

$$M_t \geq \max \{1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \max \{1,05 \times 9,16 ; 1,063 \times 9,16\} - \frac{2,75 + 4,58}{2}$$

$$M_t \geq \max \{9,62 ; 9,73\} - 3,664$$

$$M_t \geq 9,73 - 3,664$$

$$M_t \geq 6,06 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \times 9,16$$

$$M_t \geq 0,632 \times 9,16$$

$$M_t \geq 5,78 \text{ KN.m}$$

➡ **Soit  $M_{AB} = 6.06 \text{ KN.m}$**

**Travée intermédiaire BC :**

$$M_t \geq \max \{1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \max \{1,05 \times 9,16 ; 1,063 \times 9,16\} - \frac{4,58 + 3,66}{2}$$

$$M_t \geq \max \{9,62 ; 9,73\} - 4,12$$

$$M_t \geq 9,73 - 4,12$$

$$M_t \geq 5,61 \text{ KN.m}$$

$$\bullet M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} \times 9,16$$

$$M_t \geq 0,532 \times 9,16$$

$$M_t \geq 4,87 \text{KN.m}$$

➡ Soit  $M_{Bc} = 5,61 \text{KN.m}$

**Travée intermédiaire CD :**

$$\bullet M_t \geq \max \{ 1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \max \{ 1,05 \times 7,13 ; 1,063 \times 7,13 \} - \frac{3,66 + 3,66}{2}$$

$$M_t \geq \max \{ 7,48 ; 7,58 \} - 3,66$$

$$M_t \geq 7,58 - 3,66$$

$$M_t \geq 3,92 \text{ KN}$$

$$\bullet M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} \times 7,13$$

$$M_t \geq 0,532 \times 7,13$$

$$M_t \geq 3,79 \text{KN.m}$$

➡ Soit  $M_{CD} = 4,87 \text{KN.m}$

**Travée intermédiaire DE :**

$$\bullet M_t \geq \max \{ 1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \max \{ 1,05 \times 9,16 ; 1,063 \times 9,16 \} - \frac{3,66 + 4,58}{2}$$

$$M_t \geq \max \{ 9,62 ; 9,73 \} - 4,12$$

$$M_t \geq 9,73 - 4,12$$

$$M_t \geq 5,61 \text{ KN.m}$$

$$\bullet M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} \times 9,16$$

$$M_t \geq 0,532 \times 9,16$$

$$M_t \geq 4,87 \text{KN.m}$$

➡ Soit  $M_{DE} = 5,61 \text{KN.m}$

**Travée de rive EF:**

$$\bullet M_t \geq \max \{ 1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \max \{ 1,05 \times 9,16 ; 1,063 \times 9,16 \} - \frac{4,58 + 2,75}{2}$$

$$M_t \geq \max \{ 9,62 ; 9,73 \} - 3,67$$

$$M_t \geq 9,73 - 3,67$$

$$M_t \geq 6,06 \text{ KN.m}$$

$$\bullet M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \times 9,16$$

$$M_t \geq 0,632 \times 9,16$$

$$M_t \geq 5,79 \text{ KN.m}$$

➡ Soit  $M_{EF} = 6,06 \text{ KN.m}$

○ Calcul de l'effort tranchant :

**Travée AB :**

$$\bullet T_w = \frac{6,341 \times 3,4}{2} + \frac{4,58 - 2,75}{3,4}$$

$$T_w = 11,35 \text{ KN}$$

$$\bullet T_e = -\frac{6,341 \times 3,4}{2} + \frac{4,58 - 2,75}{3,4}$$

$$T_e = -10,25 \text{ KN}$$

**Travée BC :**

$$\bullet T_w = \frac{6,341 \times 3,4}{2} + \frac{3,66 - 4,58}{3,4}$$

$$T_w = 10,51 \text{ KN}$$

$$\bullet T_e = -\frac{6,341 \times 3,4}{2} + \frac{3,66 - 4,58}{3,4}$$

$$T_e = -11,05 \text{ KN}$$

**Travée CD :**

$$\bullet T_w = \frac{6,341 \times 3}{2} + \frac{3,66 - 3,66}{3}$$

$$T_w = 9,51 \text{ KN}$$

$$\bullet T_e = -\frac{6,341 \times 3}{2} + \frac{3,66 - 3,66}{3}$$

$$T_e = -9,51 \text{ KN}$$

**Travée DE :**

$$\bullet T_w = \frac{6,341 \times 3,4}{2} + \frac{4,58 - 3,66}{3,4}$$

$$T_w = 11,05 \text{ KN}$$

$$\bullet T_e = -\frac{6,341 \times 3,4}{2} + \frac{4,58 - 3,66}{3,4}$$

$$T_e = -10,51 \text{ KN}$$

**Travée EF :**

$$\bullet T_w = \frac{6,341 \times 3,4}{2} + \frac{2,75 - 4,58}{3,4}$$

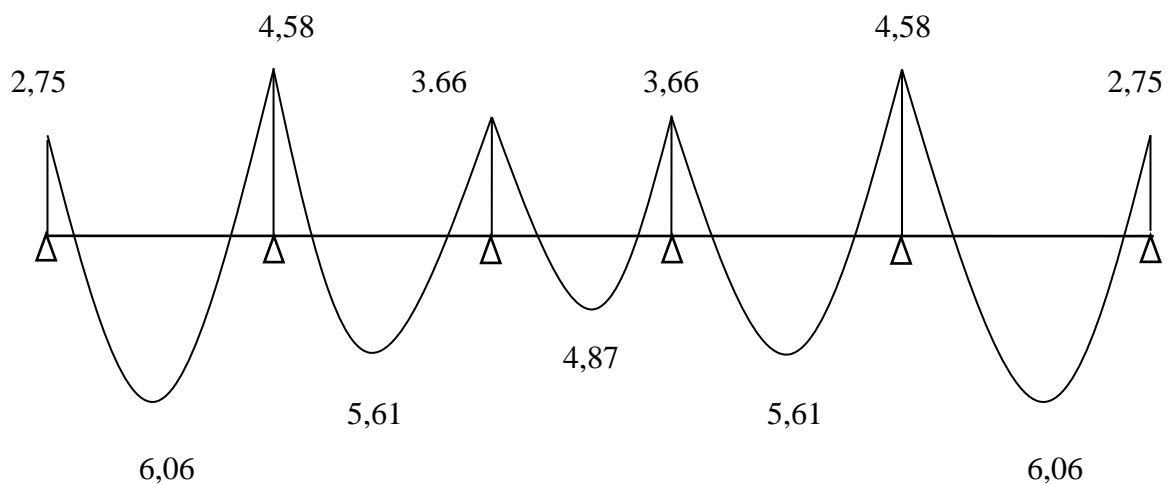
$$T_w = 10,25 \text{ KN}$$

$$\bullet T_e = -\frac{6,341 \times 3,4}{2} + \frac{2,75 - 4,58}{3,4}$$

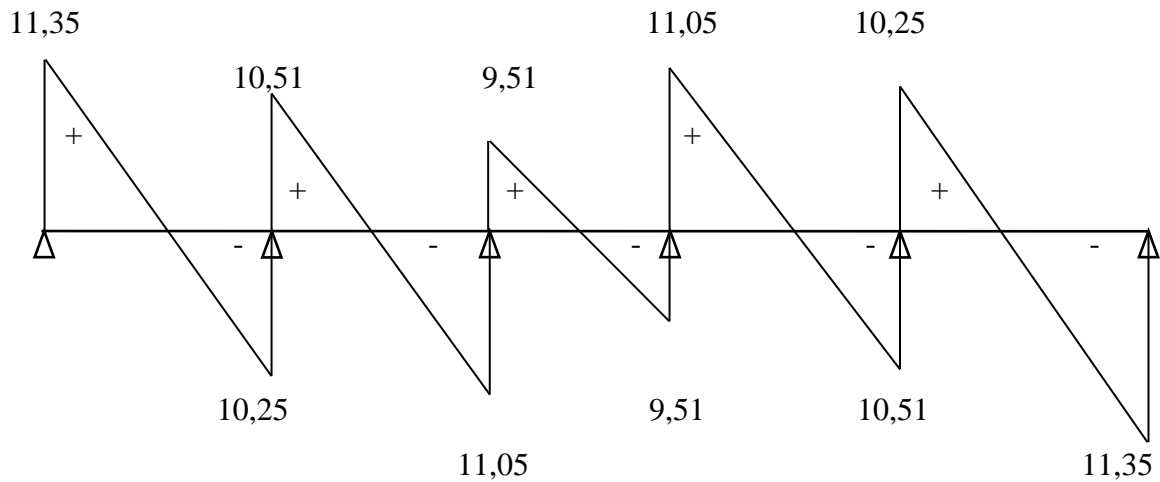
$$T_e = -11,35 \text{ KN}$$

<b><math>M_0</math>(KN.m)</b>									
$M_{01}$		$M_{02}$		$M_{03}$		$M_{04}$		$M_{05}$	
9,16		9,16		7,13		9,16		9,16	
<b><math>M_a</math>(KN.m)</b>									
$M_1$		$M_2$		$M_3$		$M_4$		$M_6$	
2,75		4,58		3,66		3,66		2,75	
<b><math>M_t</math>(KN.m)</b>									
$M_{tAB}$		$M_{tBC}$		$M_{tCD}$		$M_{tDE}$		$M_{tEF}$	
6,06		5,61		4,87		5,61		6,06	
<b>T(KN)</b>									
Travé AB		Travé BC		Travé CD		Travé CD		Travé DE	
$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$
11,35	-10,25	10,51	-11,05	9,51	-9,51	11,05	-10,51	10,25	-11,35

**Tableau III.2.4 Résultat de calcul de l'étage courant à l'ELU**



**Diagramme des moments fléchissant**



**Diagramme de l'effort tranchant**

**Conclusion :**

Après faire les calculs des deux étages (RDC et l'étage courant)

On a conlus ces résultats :

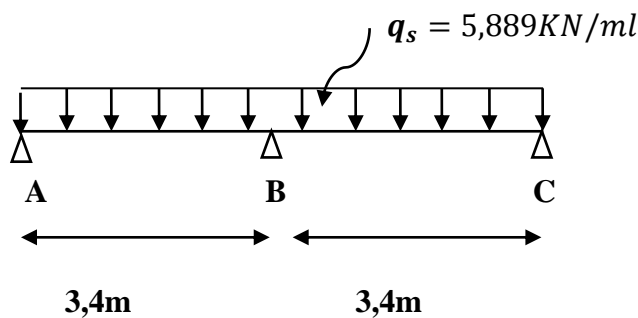
$$\text{RDC} \begin{cases} M_{max}^a = 7,19\text{KN.m} \\ M_{max}^t = 7,97\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Etage courant} \begin{cases} M_{max}^a = 4,58\text{KN.m} \\ M_{max}^t = 6,06\text{KN.m} \end{cases}$$

➡ Donc l'étage le plus défavorable est : RDC

**A L'ELS :**

➡ 1<sup>er</sup> Type : Plancher RDC



○ **Calcul des moments isostatique :**

- **Travée 1-2 :**  $L=3,4\text{m}$

$$M_{01} = \frac{5,889 \times 3,4^2}{8} = 8,51 \text{KN.m}$$

- **Travée 2-3 :**  $L=3,4\text{m}$

$$M_{02} = \frac{5,889 \times 3,4^2}{8} = 8,51 \text{KN.m}$$

○ **Calcul des moments aux appuis :**

$$M_1 = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 8,51 = 2,56 \text{KN.m}$$

$$M_2 = 0,6 \max (M_{01} ; M_{02}) = 0,6 M_{01} = 0,6 \times 8,51 = 5,11 \text{KN.m}$$

$$M_3 = 0,3 M_{02} = 0,3 \times 8,51 = 2,56 \text{KN.m}$$

○ **Calcul des moments en travées :**

**Travée de rive AB :**

- $M_t \geq \max \{1,05 \times 8,51; 1,115 \times 8,51\} - \frac{2,56+5,11}{2}$

$$M_t \geq \max \{8,94 ; 9,49\} - 3,84$$

$$M_t \geq 9,49 - 3,84$$

$$M_t \geq 5,66 \text{KN.m}$$

- $M_t \geq \frac{1,2+0,3 \alpha}{2} \times 8,51$

$$M_t \geq 0,657 \times 8,51$$

$$M_t \geq 5,59 \text{KN.m}$$

➡ **Soit  $M_{AB} = 5,66 \text{KN.m}$**

**Travée de rive BC :**

- $M_t \geq \max \{1,05 \times 8,51; 1,115 \times 8,51\} - \frac{5,11+2,56}{2}$

$$M_t \geq \max \{8,94 ; 9,49\} - 3,84$$

$$M_t \geq 9,49 - 3,84$$

$$M_t \geq 5,66 \text{KN.m}$$

- $M_t \geq 0,657 \times 8,51$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3 \alpha}{2} \times 8,51$$

$$M_t \geq 0,657 \times 8,51$$

$$M_t \geq 5,59 \text{KN.m}$$

➡ **Soit  $M_{BC} = 5,66 \text{KN.m}$**

○ **Calcul des efforts tranchants :**

**Travée AB :**

$$\bullet T_w = \frac{5,889 \times 3,4}{2} + \frac{5,11 - 2,56}{3,4}$$

$$T_w = 10,76 \text{ KN}$$

$$\bullet T_e = - \frac{5,889 \times 3,4}{2} + \frac{5,11 - 2,56}{3,4}$$

$$T_e = -9,26 \text{ KN}$$

**Travée BC :**

$$\bullet T_w = \frac{5,889 \times 3,4}{2} + \frac{2,56 - 5,11}{3,4}$$

$$T_w = 9,26 \text{ KN}$$

$$\bullet T_e = - \frac{5,889 \times 3,4}{2} + \frac{2,56 - 5,11}{3,4}$$

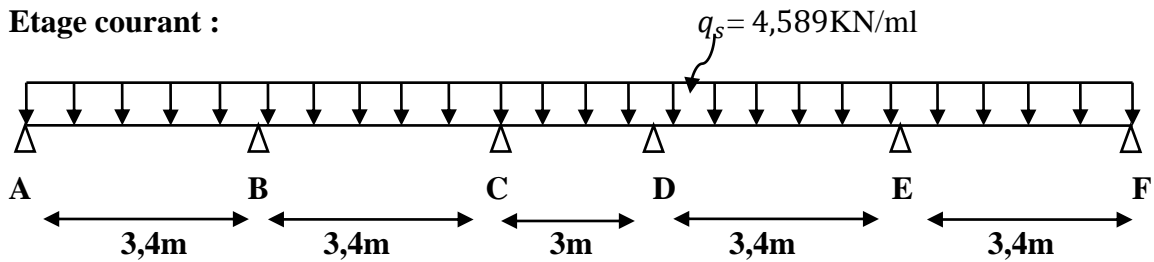
$$T_e = - 10,76 \text{ KN}$$

<b><math>M_0</math>(KN.m)</b>			
$M_{01}$		$M_{02}$	
8,51		8,51	
<b><math>M_a</math>(KN.m)</b>			
$M_1$	$M_2$	$M_3$	
2,56	5,11	2,56	
<b><math>M_t</math>(KN.m)</b>			
Travé AB		Travé BC	
<b>5,66</b>		<b>5,66</b>	
<b>T(KN)</b>			
Travé AB		Travé BC	
$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$
10,76	-9,26	9,26	- 10,76

**Tableau III.2.5 Résultat de calcul de  
RDC à l'ELS**

➔ 2<sup>ème</sup> Type : Plancher étage courant

Etage courant :



○ Calcul des moments isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8}$$

• Travée 1-2 :  $L=3,4\text{m}$

$$M_{01} = \frac{4,589 \times 3,4^2}{8} = 6,63 \text{ kN.m}$$

• Travée 2-3 :  $L=3,4\text{m}$

$$M_{02} = \frac{4,589 \times 3,4^2}{8} = 6,63 \text{ kN.m}$$

• Travée 3-4 :  $L=3\text{m}$

$$M_{03} = \frac{4,589 \times 3^2}{8} = 5,16 \text{ kN.m}$$

• Travée 4-5 :  $L=3,4\text{m}$

$$M_{04} = \frac{4,589 \times 3,4^2}{8} = 6,63 \text{ kN.m}$$

• Travée 5-6 :  $L=3,4\text{m}$

$$M_{05} = \frac{4,589 \times 3,4^2}{8} = 6,63 \text{ kN.m}$$

○ Calcul des moments aux appuis :

$$M_1 = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 6,63 = 1,99 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \max ( M_{01} ; M_{02} ) = 0,5 M_{01} = 0,5 \times 6,63 = 3,32 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = 0,4 \max ( M_{02} ; M_{03} ) = 0,4 M_{02} = 0,4 \times 6,63 = 2,65 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = 0,4 \max ( M_{03} ; M_{04} ) = 0,4 M_{04} = 0,4 \times 6,63 = 2,65 \text{ kN.m}$$

$$M_5 = 0,5 \max ( M_{04} ; M_{05} ) = 0,5 M_{05} = 0,5 \times 6,63 = 3,32 \text{ kN.m}$$

$$M_6 = 0,3 M_{05} = 0,3 \times 6,63 = 1,99 \text{ kN.m}$$

○ Calcul des moments en travées :

Travée de rive AB:

$$M_t \geq \max \{ 1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \max \{1,05 \times 6,63 ; 1,063 \times 6,63\} - \frac{3,32+1,99}{2}$$

$$M_t \geq \max \{6,96; 7,04\} - 2,66$$

$$M_t \geq 7,04 - 2,66$$

$$M_t \geq 4,38 \text{ KN.m}$$

$$\bullet M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \times 6,63$$

$$M_t \geq 0,632 \times 6,63$$

$$M_t \geq 4,19 \text{ KN.m}$$

➡ Soit  $M_{AB} = 4,38 \text{ KN.m}$

**Travée intermédiaire BC :**

$$\bullet M_t \geq \max \{1,05 M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w+M_e}{2}$$

$$M_t \geq \max \{1,05 \times 6,63 ; 1,063 \times 6,63\} - \frac{2,65+3,32}{2}$$

$$M_t \geq \max \{6,69 ; 7,04\} - 2,99$$

$$M_t \geq 7,04 - 2,99$$

$$M_t \geq 4,05 \text{ KN.m}$$

$$\bullet M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} \times 6,63$$

$$M_t \geq 0,532 \times 6,63$$

$$M_t \geq 3,53 \text{ KN.m}$$

➡ Soit  $M_{BC} = 4,05 \text{ KN.m}$

**Travée intermédiaire CD :**

$$\bullet M_t \geq \max \{1,05 M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w+M_e}{2}$$

$$M_t \geq \max \{1,05 \times 5,16 ; 1,063 \times 5,16\} - \frac{2,65+2,65}{2}$$

$$M_t \geq \max \{5,42 ; 5,49\} - 2,65$$

$$M_t \geq 5,49 - 2,65$$

$$M_t \geq 2,84 \text{ KN}$$

$$\bullet M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} \times 5,16$$

$$M_t \geq 0,532 \times 5,16$$

$$M_t \geq 2,75 \text{ KN.m}$$

➡ Soit  $M_{CD} = 2,84 \text{ KN.m}$

**Travée intermédiaire DE :**

$$\bullet M_t \geq \max \{1,05 M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w+M_e}{2}$$

$$M_t \geq \max \{1,05 \times 6,63 ; 1,063 \times 6,63\} - \frac{3,32+2,65}{2}$$

$$M_t \geq \max \{6,96 ; 7,04\} - 2,99$$

$$M_t \geq 7,04 - 2,99$$

$$M_t \geq 4,05 \text{ KN.m}$$

$$\bullet M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} \times 6,63$$

$$M_t \geq 0,532 \times 6,63$$

$$M_t \geq 3,53 \text{ KN.m}$$

➡ Soit  $M_{DE} = 4,05 \text{ KN.m}$

**Travée de rive EF:**

$$\bullet M_t \geq \max \{1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \max \{1,05 \times 6,63 ; 1,063 \times 6,63\} - \frac{1,99+3,32}{2}$$

$$M_t \geq \max \{6,96 ; 7,04\} - 2,66$$

$$M_t \geq 7,04 - 2,66$$

$$M_t \geq 4,38 \text{ KN.m}$$

$$\bullet M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \times 6,63$$

$$M_t \geq 0,632 \times 6,63$$

$$M_t \geq 4,19 \text{ KN.m}$$

➡ Soit  $M_{EF} = 4,38 \text{ KN.m}$

○ **Calcul de l'effort tranchant :**

**Travée AB :**

$$\bullet T_w = \frac{4,589 \times 3,4}{2} + \frac{3,32 - 1,99}{3,4}$$

$$T_w = 8,19 \text{ KN}$$

$$\bullet T_e = -\frac{4,589 \times 3,4}{2} + \frac{3,32 - 1,99}{3,4}$$

$$T_e = -7,41 \text{ KN}$$

**Travée BC :**

$$\bullet T_w = \frac{4,589 \times 3,4}{2} + \frac{2,65 - 3,32}{3,4}$$

$$T_w = 7,61 \text{ KN}$$

$$\bullet T_e = -\frac{4,589 \times 3,4}{2} + \frac{2,65 - 3,32}{3,4}$$

$$T_e = -7,99 \text{ KN}$$

**Travée CD :**

$$\bullet T_w = \frac{4,589 \times 3}{2} + \frac{2,65 - 2,65}{3}$$

$$T_w = 6,88 \text{ KN}$$

$$\bullet T_e = - \frac{4,589 \times 3}{2} + \frac{2,65 - 2,65}{3}$$

$$T_e = -6,88 \text{ KN}$$

**Travée DE :**

$$\bullet T_w = \frac{4,589 \times 3,4}{2} + \frac{3,32 - 2,65}{3,4}$$

$$T_w = 7,99 \text{ KN}$$

$$\bullet T_e = - \frac{4,589 \times 3,4}{2} + \frac{3,32 - 2,65}{3,4}$$

$$T_e = -7,61 \text{ KN}$$

**Travée EF :**

$$\bullet T_w = \frac{4,589 \times 3,4}{2} + \frac{1,99 - 3,32}{3,4}$$

$$T_w = 7,41 \text{ KN}$$

$$\bullet T_e = - \frac{4,589 \times 3,4}{2} + \frac{1,99 - 3,32}{3,4}$$

$$T_e = -8,19 \text{ KN}$$

<b><math>M_0</math>(KN.m)</b>									
$M_{01}$		$M_{02}$		$M_{03}$		$M_{04}$		$M_{05}$	
6,63		6,63		5,16		6,63		6,63	
<b><math>M_a</math>(KN.m)</b>									
$M_1$		$M_2$		$M_3$		$M_4$		$M_5$	
1,99		3,32		2,65		2,65		3,32	
<b><math>M_t</math>(KN.m)</b>									
$M_{tAB}$		$M_{tBC}$		$M_{tCD}$		$M_{tDE}$		$M_{tEF}$	
4,38		4,05		2,84		4,05		4,38	
<b>T(KN)</b>									
Travé AB		Travé BC		Travé CD		Travé CD		Travé DE	
$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$	$T_w$	$T_e$
8,19	-7,41	7,61	-7,99	6,88	-6,88	7,99	-7,61	7,41	-8,19

**Tableau III.2.6 Résultat de calcul de l'étage courant à l'ELS**

### III.2.4 Ferrailage des poutrelles a l'ELU :

Les moments maximaux aux appuis et entravés sont :

$$M_{max}^t = 7,97 \text{ KN.m}$$

$$M_{max}^a = 7,19 \text{ KN.m}$$

#### 1. Calcul à ELU :

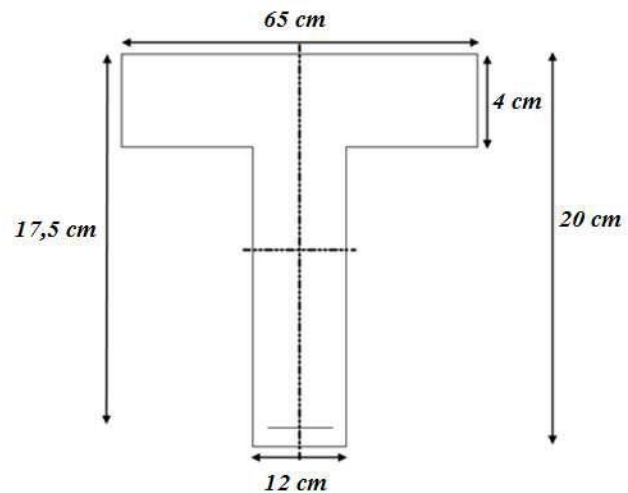
Le calcul ce fait avec les moments max en travées et sur appuis

##### a. Armature en travée :

Si :  $M_{max}^t < M_{tab} \Rightarrow$  l'axe neutre est dans la nervure.

Si :  $M_{max}^t > M_{tab} \Rightarrow$  l'axe neutre est dans la table de compression

Le moment équilibré par la table de compression :



$$M_{tab} = bh_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu}$$

$$= 0,65 \times 0,04 \times \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 14,2 \times 1000 = 59,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{tab} = 59,07 \text{ KN.m}$$

$M_{max}^t < M_{tab} \Rightarrow$  L'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc elle sera comprimée la section sera calculée comme une section rectangulaire  $b \times h$ .

$$\mu = \frac{M_{max}^t}{bd^2 \sigma_{st}} = \frac{7,97}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2 \times 10^3} = \frac{7,97}{299,052}$$

$$\mu = 0,026 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA)} \Rightarrow A_s' = 0$$

A partir des abaques :

$$\mu = 0,026 \Rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7,97}{0,987 \times 0,18 \times 348 \times 10^3} \times 10^4$$

$$A_t = 1,29 \text{ cm}^2$$

Soit:

$$A_T = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

##### b. Armatures aux appuis:

$$M_{max}^a = 7,19 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{max}^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7,19}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2 \times 10^3} = \frac{7,19}{299,052}$$

$$\mu=0,024 < \mu_l=0,392 \implies \text{Section simplement armée (S.S.A)} \implies A_s' = 0$$

A partir des abaques :

$$\mu=0,024 \implies \beta = 0,988$$

$$A_t = \frac{M_{max}^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7,17}{0,988 \times 0,18 \times 348 \times 10^3} \times 10^4$$

$$A_a = 1,16 \text{ cm}^2$$

Soit:

$$A_t = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

### c. Armature transversal

$$\emptyset(t) = \min \left\{ \frac{h}{35}; \emptyset_{max}; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\emptyset(t) = \min \left\{ \frac{20}{35}; 1,2; \frac{12}{10} \right\}$$

$$\emptyset(t) = \min \left\{ 0,571; 1,2; 1,2 \right\}$$

$$\emptyset(t) = 0,571$$

$$A_t \implies \left\{ 2; \emptyset(t) \right\} \implies A_t = 0,57 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2\text{HA}8 = 1 \text{ cm}^2$$

### Conclusion :

- En travée :  $3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$
- Aux appuis :  $2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$
- Armature transversal:  $2\text{HA}8 = 1 \text{ cm}^2$

### d. Espacement des cadres:

$$S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(0,9 \times 18; 40\text{cm}) = (16,2; 40\text{cm})$$

On prend:  $S_t = 15\text{cm}$

La section des armatures doit vérifier la condition suivante [Art A.5.1,23/BAEL

91 modifié 99] :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} > 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,56 \times 400}{12 \times 15} > 0,4 \text{ MPa}$$

$$1,24 > 0,4 \text{ MPa}$$

## 2. Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :  $A > A_{min}$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25$$

$$f_{t28}=2,1\text{MPa}$$

$$\text{Donc } A_{\min} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26\text{cm}^2$$

- **En travée :**

$$A_t = 3,39\text{cm}^2 \implies A_t > A_{\min} \implies \text{Condition vérifiée}$$

- **Aux appuis :**

$$A_t = 1,57\text{cm}^2 \implies A_t > A_{\min} \implies \text{Condition vérifiée}$$

- b) **Vérification de la contrainte tangentielle :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{15,14 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,7\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\}$$

$$= \min \left\{ 0,2 \times \frac{25}{1,5} ; 5\text{MPa} \right\}$$

$$= \min \left\{ 3,33 ; 5\text{MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \implies \text{Condition Vérifiée}$$

- c) **Influence de l'effort tranchant sur le béton :**

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9d \times b_0$$

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 0,12 \times 10^3$$

$$T_{\max} \leq 129,6\text{KN}$$

- **Appuis de rive:**

$$T_{\max} = 15,14\text{KN}$$

$$15,14 < 129,6\text{KN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires :**

$$T_{\max} = 13,04\text{KN}$$

$$13,04 < 129,6\text{KN} \implies \text{Condition Vérifiée}$$

- d) **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

$$\left( T_{\max} - \frac{M_{\max}}{0,9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} < A$$

- **Appuis de rive:**

$$\begin{cases} M_{\max} = 7,97\text{KN.m} \\ T_{\max} = 15,14\text{KN} \end{cases}$$

$$(15,14 - \frac{7,97}{0,9 \times 0,18}) \frac{1,15}{40} < A$$

$$-0,97 < 1,57 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

e) Influence de la contrainte d'adhérence :

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$T_u = \frac{T_{max}}{b_0 \times \Sigma \mu_i}$$

$\Sigma \mu_i$  : Somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma \mu_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 3 \times \pi \times 1,2 = 11,304$$

n : nombre de barres.

$$T_u = \frac{T_{max}}{0,9d \times \Sigma \mu_i} = \frac{15,14 \times 10}{0,9 \times 18 \times 11,304} = 0,83 \text{ MPa}$$

$$0,83 < 3,15 \text{ MPa} \implies \text{Condition Vérifiée}$$

f) Ancrage des barres :

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \tau_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,84} = 35,21 \text{ cm}$$

$$L_s = 35 \text{ cm}$$

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$$

### 3. Vérification a l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :

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

b) Vérification de la résistance à la compression du béton :

(ART. A.4.5.2 BAEL91/modifiée 99)

• Contrainte dans le béton :

✚ En travée :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

Avec :  $M_s = 5,66 \text{ KN.m}$

$$A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 18} = 1,56$$

$$\rho_1 = 1,56 \implies \beta_1 = 0,837 \implies K_1 = 15,67$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{M_s}{\beta_1.d.A_{st}} = \frac{5,66 \times 10^3}{0,837 \times 18 \times 3,39} = 110,82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{15,67} \times 110,82 = 7,07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,07 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

✚ En appuis :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

Avec :  $M_s = 5,11 \text{ KN.m}$

$$A_{st} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,73$$

$$\rho_1 = 0,726 \implies \beta_1 = 0,876 \implies K_1 = 25,32$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1.d.A_s} = \frac{5,11 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 1,57} = 206,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{25,32} \times 206,42 = 8,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99) :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées

$$\circ \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \iff \frac{20}{340} \leq \frac{1}{16} \frac{20}{310} \iff 0,058 \leq 0,063$$

$\implies$  Condition non vérifiée

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

$$\circ \quad \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur totale ; (h = 20 cm).

l : porté entre nue d'appuis ; (l = 4,45)

$M_t$  : moment max en travée.

$M_0$  : moment max de la travée isostatique.

$A_t$  : section des armatures.

$b_0$  : largeur de la nervure.

d : hauteur utile de la section droite.

$$\circ \quad \frac{20}{340} \leq \frac{1}{16} \iff 0,058 \leq 0,063 \implies \text{Condition non vérifiée}$$

Vu que la 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche.

**Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

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

$\bar{f}$  : La flèche admissible.

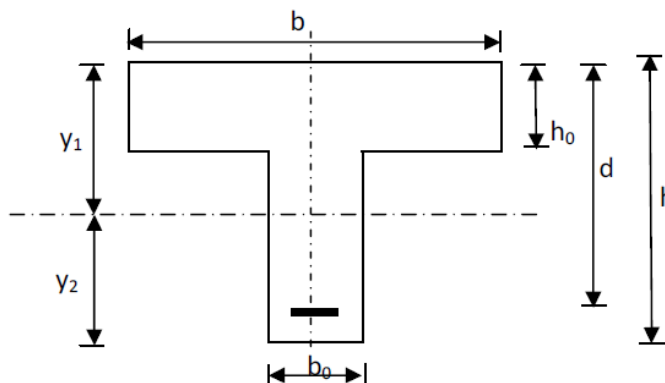
$E_v$  : Module de déformation différée

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_c 28} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

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

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda v)}$$

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



**Figure III.2.4 Schéma statique de calcul.**

$$I_0 = \frac{b_0(y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0) h_0 \left( \frac{h_0^2}{12} + \left( y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right) + n A_{st} (y_2 - c)^2$$

$$Y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

Avec :

$S_{xx}$  : Moment statique par rapport à l'axe xx passant par le centre de gravité de la section

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

$$S_{xx} = 12 \times \frac{20}{2} \times 20 + (65 - 12) \frac{4}{2} \times 4 + 15 \times 3,39 \times 18 = 3739,3 \text{ cm}^2$$

$B_0$  : La section homogénéisée.

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

$$B_0 = 12(20-4) + 65 \times 4 + 15 \times 3,39 = 502,85 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = \frac{3739,3}{502,85} = 7,43 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 20 - 7,43 = 12,57 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12(7,43^3 + 12,57^3)}{3} + (65-12) \times 4 \times \left(\frac{4^2}{12} + (7,43 - \frac{4}{2})^2\right) + 15 \times 3,39 \times (12,57 - 2)^2$$

$$I_0 = 21799,84 \text{ cm}^4$$

### Calcul des coefficients :

$\rho$ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,015 \implies \beta = 0,978$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A} = \frac{5,66 \times 10^3}{0,978 \times 18 \times 3,39} = 94,84 \text{ MPa}$$

$$\lambda_y = \frac{0,02 f t 28}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + \frac{3 \times 12}{65}) 0,015} = 1,096$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f t 28}{4 \rho \sigma_s + f t 28} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 94,84 + 2,1} = 0,528$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda v)} = \frac{1,1 \times 21799,84}{1 + (0,528 \times 1,096)} = 15189,72 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M t \times l^2}{10 E v \times I_{fv}} = \frac{5,66 \times 10^7 \times 3,4^2}{10 \times 10818,87 \times 15189,72} = 0,39 \text{ cm}$$

$$f = 0,39 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{340}{500} = 0,68 \implies \text{Condition Vérifiée}$$

### III.3 Les balcons :

Notre bâtiment constitué d'un seul type de balcon qui est en corps creux (16+4) coulé sur place muni d'une poutre de chaînage

#### III.3.1 Etude de la poutre de chaînage :

C'est une poutre qui se pose sur deux appuis semi encastrés à ses extrémités, elle Supporte en plus de son poids propre celui de la cloison extérieur.

Pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

#### III.3.2 Pré dimensionnement :

Leurs dimensions sont données comme suit :

$$\text{La hauteur } h : \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

L : portée libre

$$L=340\text{cm}$$

$$\frac{340}{15} \leq h_t \leq \frac{340}{10} \iff 22,67 \leq h_t \leq 34$$

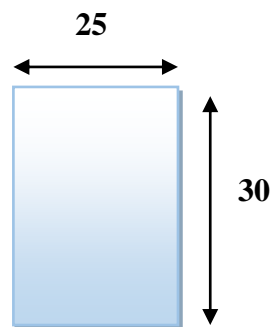
On prend:  $h_t=30\text{cm}$

$$\text{La largeur } b : 0,4h_t \leq h_t \leq 0,7h_t$$

$$0,4 \times 30 \leq h_t \leq 0,7 \times 30 \iff 12 \leq h_t \leq 21$$

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

La poutre de chaînage à pour dimensions :  $(bxh) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$



Coupe transversal de la poutre de chaînage

#### III.3.3 Détermination des charges :

Les charges permanentes :

- Poids propre de la poutre =  $25 \times 0,3 \times 0,25 = 1,875 \text{ KN/ml}$
- Poids du mur (double cloison) =  $2,36(3,06 - 0,30) = 6,51 \text{ KN/ml}$
- poids du plancher =  $5,56 \times (0,65/2) = 1,81 \text{ KN/ml}$ .

$$G_{tot} = 10,195 \text{ KN/ml}$$

➤ **La surcharge d'exploitation :**

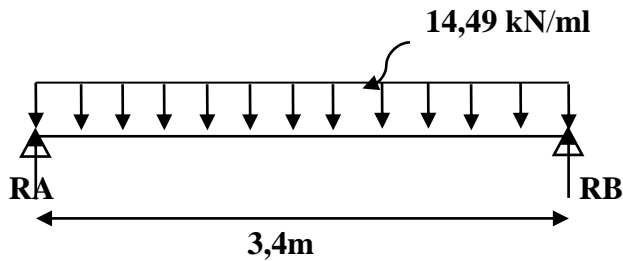
- La charge d'exploitation  $Q = 1,5 \times (0,65/2) = 0,49 \text{ KN/ml}$

➤ **Combinaison des charges :**

- À l'ELU :  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 10,195 + 1,5 \times 0,49 = 14,49 \text{ kN/ml}$
- À l'ELS :  $q_s = G + Q = 10,195 + 0,49 = 10,67 \text{ kN/ml}$

### III.3.4 Etude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée sur deux appuis



#### 1. Calcul des moments :

Afin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients.

- **Moment isostatique :**

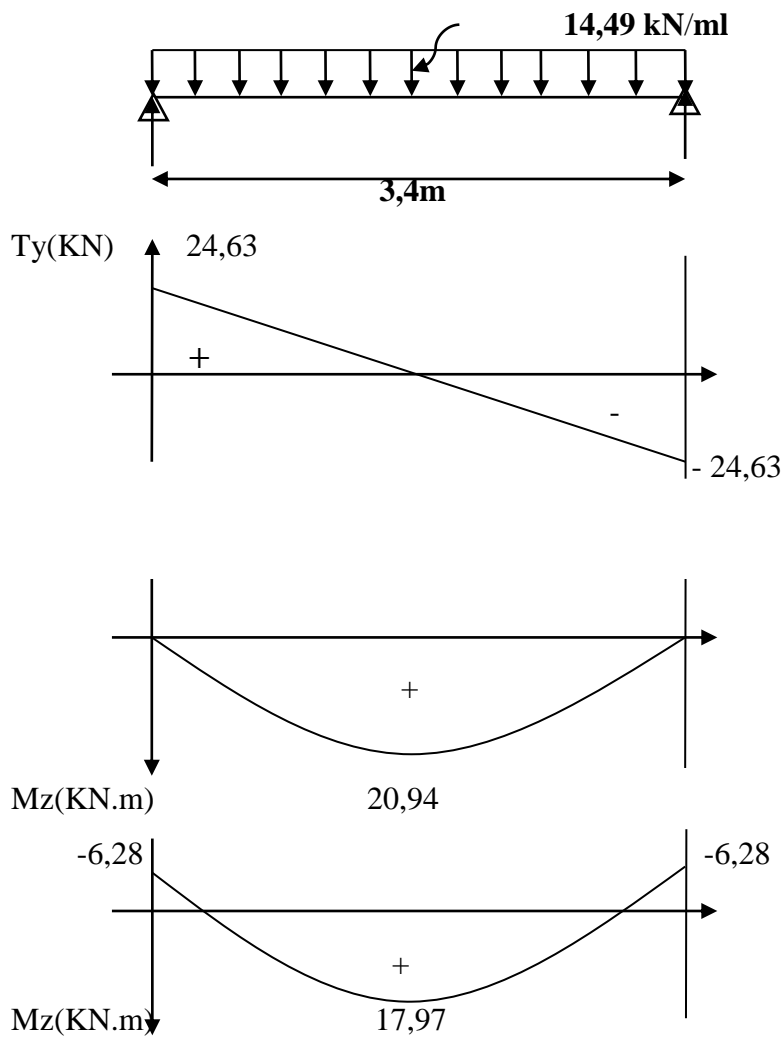
$$M_u = M_u^{max} = \frac{14,49 \times 3,4^2}{8} = 20,94 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sur travée : } M_t = 0,85 \times 20,94 = 17,79 \text{ KN.m} \\ \text{Sur appuis : } M_0 = -0,3 \times 20,94 = -6,28 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- **Effort tranchant :**

$$T_u = T_u^{max} = \frac{14,49 \times 3,4}{2} = 24,63 \text{ KN}$$

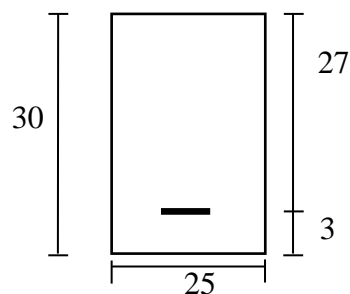
**2. Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant :**



**Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELU**

**3. Calcul des armatures :**

Soit un ancrage :  $c = 3\text{cm}$   $d=27\text{cm}$



• Sur travées :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{17,97 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14,2} = 0,069$$

$$\mu = 0,069 \Rightarrow \beta = 0,964$$

Avec :  $\mu_l = 0,392$

$\mu < \mu_l \iff$  Section simplement armées (S.S.A)

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{17,79 \times 10^3}{0,964 \times 27 \times 348} = 1,96 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA12=3,39 cm<sup>2</sup>**

### • Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,28 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14,2} = 0,024$$

$\mu = 0,024 \iff \beta = 0,988$

$\mu < \mu_l \iff$  Section simplement armées (S.S.A)

$$A_t = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6,28 \times 10^3}{0,988 \times 27 \times 348} = 0,676 \text{ cm}^2$$

On opte pour: **3HA10=2,35 cm<sup>2</sup>**

### III.3.5 Vérification à l'ELU :

#### 1. Condition de non fragilité (BAEL91.Art. A.4.2.1)

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 27 \times 2,1}{400} = 0,815 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,815 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée} \\ A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,815 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

#### 2. Vérification aux cisaillements :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 ; 5 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{24,63 \times 10^3}{250 \times 270} = 0,364 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \implies \text{Condition Vérifiée.}$$

#### 3. Vérification de l'effort tranchant :

##### a) Influence sur le béton :

$$T_u^{\max} \leq 0,4 \times d \times b \times 0,9 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 27 \times 25 \times 0,9 \times \frac{25}{1,5} = 405 \text{ KN}$$

Avec:  $T_u^{\max} = 24,63 \text{ KN}$

$$T_u^{\max} \leq 405 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

##### b) Influence sur l'acier:

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left( 24,63 + \frac{6,28}{0,9 \times 270} \right) = 0,07 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sur appuis : } A_a=2,35\text{cm}^2 > 0,07\text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Sur travée : } A_t=3,39\text{ cm}^2 > 0,07\text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

#### 4. Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \times d \times \Sigma \mu i}$$

$$\Sigma \mu i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,304$$

$$\tau_{se} = \frac{24,63 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 11,304 \times 10} = 0,896\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,896\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement de barre.

#### 5. Calcul d'ancrage :

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} \times \emptyset = \frac{400}{4 \times 2,84} \times 1,2 = 42,25\text{cm}$$

$$L_s = 42\text{cm}$$

$$L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 42 = 16,8\text{cm}$$

#### 6. Les armatures transversales :

$$\emptyset(t) = \min \left\{ \frac{h}{35} ; \emptyset_{\max} ; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\emptyset t = \min \{ 0,857 ; 1,4 ; 2,5 \}$$

$$\emptyset t = 0,857 \longrightarrow \phi_t = 8\text{mm} < 8,57\text{cm}$$

On opte pour: **4HA8=2,01cm<sup>2</sup>**

#### 7. Vérification des armatures :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40\text{cm} \} = \min \{ 24,3 ; 40\text{cm} \}$$

$$S_t \leq 24,3\text{cm}$$

On prends: **S<sub>t</sub>=24cm**

On doit aussi vérifié :  $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4\text{MPa}$

$$\frac{2,01 \times 400}{25 \times 24} = 1,34\text{MPa} \geq 0,4\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### 8. Vérification de l'espacement :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; \emptyset t ; 30 \right\} = \min \{ 7,5 ; 12 ; 30 \}$$

$$S_t = 7 \text{ cm}$$

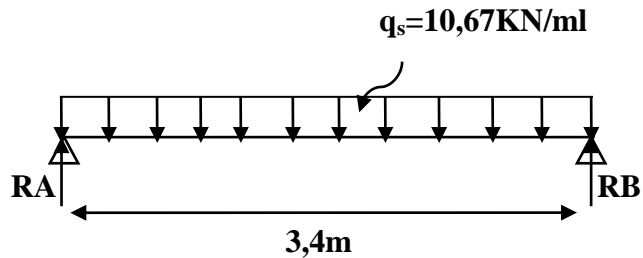
$$\text{Sur appuis: } A_t \leq 0,003 \times S_t \times b \rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0,003 \times b} = \frac{2,01}{0,003 \times 25} = 26,8 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$\text{Sur travée: } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$

### III.3.6 Calcul de la poutre à l'ELS :



**Schéma statique du calcul à l'ELS**

#### 1. Calcul des moments :

##### ○ Moment isostatique :

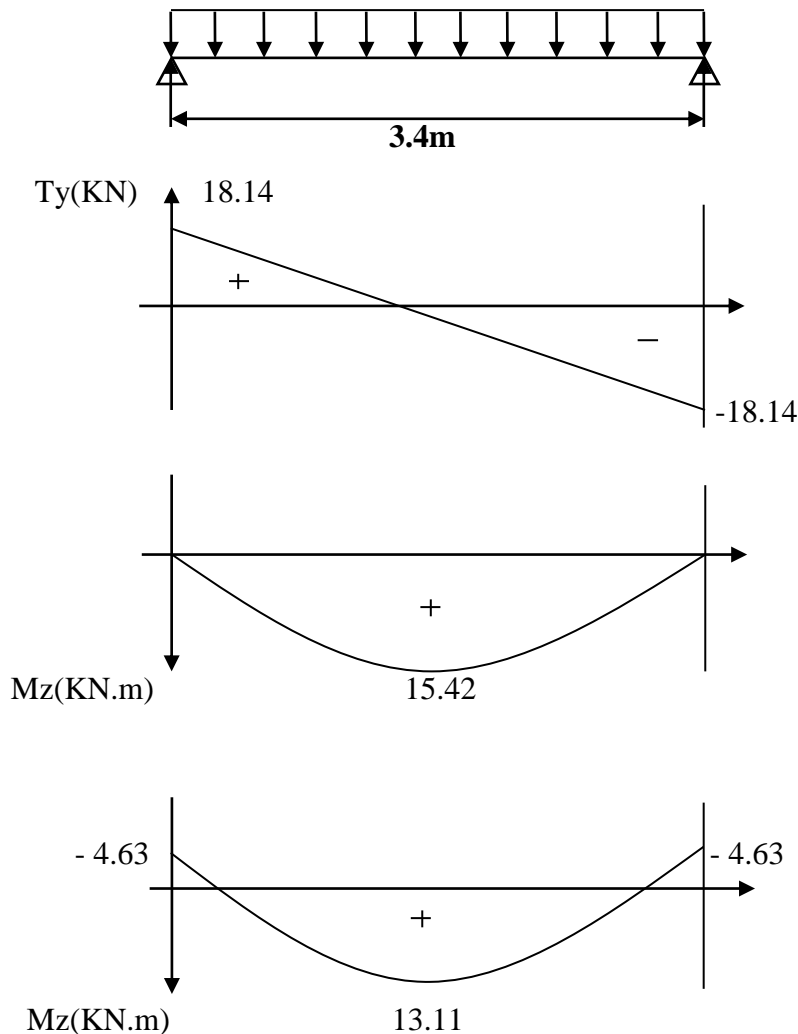
$$M_u = M_u^{\max} = \frac{10,67 \times 3,4^2}{8} = 15,42 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sur travée: } M_t = 0,85 \times 15,42 = 13,11 \text{ KN.m} \\ \text{Sur appuis: } M_0 = -0,3 \times 15,42 = -4,63 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

##### ○ Effort tranchant :

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{10,67 \times 3,4}{2} = 18,14 \text{ KN}$$

## 2. Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant :



### Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELS

## 3. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

### • Aux appuis :

$$M_s^a = 4,63 \text{ KN.m} \quad A_a = 2,35 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Le béton : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times 2,35}{b \times d} = \frac{100 \times 2,35}{25 \times 27} = 0,384$$

$$\rho_1 = 0,384 \longrightarrow K_1 = 39,35 \longrightarrow \beta = 0,908$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^s}{\beta \times A_s \times d} = \frac{4,63 \times 10^3}{0,908 \times 2,35 \times 27} = 80,36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{80,36}{39,35} = 2,04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\Rightarrow \text{L'acier : } \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 80,36 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$M_s^t = 13,11 \text{ KN.m} \quad A_t = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Le béton: } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times 2,35}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 27} = 0,502$$

$$\rho_1 = 0,502 \longrightarrow K_1 = 31,73 \longrightarrow \beta = 0,893$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{\beta \times A_s \times d} = \frac{13,11 \times 10^3}{0,893 \times 3,39 \times 27} = 160,39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{160,39}{31,73} = 5,05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\Rightarrow \text{L'acier : } \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 160,39 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**4. Vérification de la flèche :**

$$\bullet \frac{h}{L} = \frac{30}{340} = 0,088 > \frac{1}{16} = 0,063 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\bullet \frac{h}{L} = \frac{30}{340} = 0,088 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{13,11}{10 \times 15,42} = 0,085 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\bullet \frac{A_t}{b.d} = \frac{3,39}{25 \times 27} = 0,005 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, ce n'est pas la peine de calculer la flèche.

### III.4 L'escaliers :

#### III.4.1 Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers, les principales fonctions d'un escalier sont les suivantes :

- Desservir les différents niveaux qu'il relie, en toute sécurité.
- La capacité de supporter les charges qui lui seront appliquées en cours d'utilisation.

Les types d'escaliers sont nombreux, pour ce qui est de notre structure nous avons deux types qui sont :

- escaliers à marches droites à une volée
- escaliers balancé

#### Type N°1 : Escaliers à marches droites à une volée

##### A. Caractéristiques dimensionnelles :

- **Marche** : est la partie d'un escalier sur laquelle on pose le pied pendant la montée ou la descente de l'escalier.

Le nombre de marche est :  $m = n - 1$

$n$  : Le nombre de contre marche.

- **Contremarche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives, elle sert à supporter les marches.

Le nombre de contremarche est :  $n = H/h$

$H$  : La hauteur entre deux planches consécutifs.

$h$  : La hauteur de la contremarche.

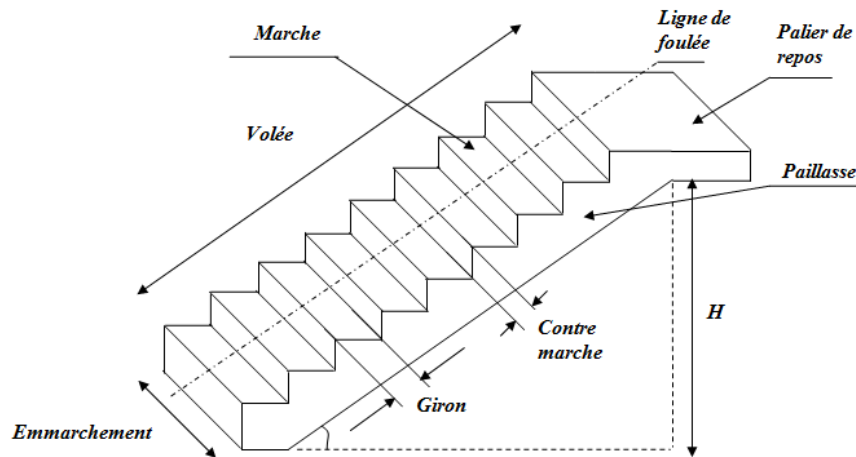
- **Hauteur de marche** : est la hauteur de contremarche, elle doit être identique pour toutes les marches d'un escalier.

$h = 15\text{cm}$   $\implies$  pour les lieux public.

$h = 17\text{cm}$   $\implies$  pour l'habitation.

- **Le giron** : profondeur d'une marche sans le nez de marche, c'est la mesure horizontale d'une marche.
- **La volée** : une suite continue de marches entre 2 paliers, constituée de marches, et paillasse.
- **La paillasse** : est la dalle oblique qui supporte les marches et les contremarches d'un escalier en béton.
- **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.

- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une Personne qui emprunte l'escalier.



**Figure III.4.1 Schéma général d'une volée**

- ❖ L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place.
- L'escalier de l'étage courant est à deux volées parallèles et un palier intermédiaire.

## B. Pré dimensionnement de l'escalier à calculer :

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

### Formule de BLONDEL :

$$59\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm} \dots (1)$$

Avec :

**g** : Le giron

**h** : La hauteur de la contre marche

Pour qu'un escalier soit confortable il faut que :  $14 \text{ cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

### a. Calcul de l'escalier d'étage courant :

#### ➤ Marche et contre marche :

$$59 < 2h + g < 66\text{cm}$$

Où :

**h** : la hauteur de la contre marche  $14 \leq h \leq 18$  [cm].

$$h = 17 \text{ cm} \rightarrow 28 < g < 32$$

Nombre de contres marches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ cm}$$

Comme l'étage courant comporte deux paillasse identiques, on aura donc 9 contre marches et 8 marches par volée ( $n = 9$ ,  $m = 8$ )

➤ **Calcul du giron :**

Le giron « g » est donné par la formule suivante :

$$g = \frac{L_1}{n-1}$$

on a :  $L_1 = 2,4$  m ;  $L_2 = 1,10$  m

$L_2$  : La profondeur du palier de repos.

$L_1$  : La longueur de la ligne de foulée.

$$g = \frac{L_1}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 59 \leq g+2h \leq 66 \text{ cm} \\ 59 < 2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm} < 66 \text{ cm} \\ 14 \text{ cm} \leq h = 17 \text{ cm} \leq 18 \end{array} \right.$$

⇒ **Condition Vérifiée donc l'escalier est confortable**

➤ **Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :**

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur, elle sera déterminée par la formule suivante :

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

$L$  : longueur projetée du palier et de la paillasse ;  $L = L_1 + L_2 = 3,5$  m

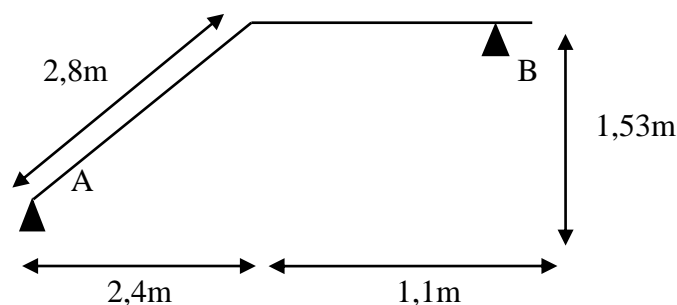
$$\frac{350}{30} \leq e_p \leq \frac{350}{20} \rightarrow 11,66 \leq e_p \leq 17,5 \rightarrow e_p = 15 \text{ cm}$$

➤ **Calcul de  $\alpha$  :**

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,53$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L_3} \Rightarrow L_3 = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{2,4}{0,87} = 2,75 \text{ m} \Rightarrow L_3 = 2,8 \text{ m}$$

**Remarque :** On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.



**Figure III.4.2 Représentation d'escalier de l'étage courant**

**C. Détermination des charges et surcharges :**

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de projection horizontale, considérant une poutre simplement appuyée sur les deux paliers

**➤ Le poids des revêtements :**

Élément	Épaisseur (m)	poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Couche de sable	0,03	18	0,54
Enduit ciment	0,02	18	0,36
			G <sub>tot</sub> =1,7KN/m <sup>2</sup>

**Tableau III.4.1 Charges permanentes revenant aux poids des revêtements**

**➤ Le palier :**

Élément	Épaisseur [m]	poids volumique [KN/m <sup>3</sup> ]	G [KN/m <sup>2</sup> ]
Dalle pleine en béton armé	0,15	25	3,75
poids des revêtements	/	/	1,7
			G <sub>tot</sub> =5,45KN/m <sup>2</sup>

**Tableau III.4.2 Charges permanentes revenant au palier**

➤ **La paillasse (La volée) :**

Élément	Épaisseur (m)	pois volumique [KN/m <sup>3</sup> ]	G [KN/m <sup>2</sup> ]
Poids propre de la paillasse	$e_p/\cos 29,53=0,172$	25	4,2
Poids des marches	$0,17/2=0,085$	25	2,125
Garde-corps	10	/	0,2
poids des revêtements	/	/	1,7
			$G_{tot}=8,22\text{KN/m}^2$

**Tableau III.4.3 Charges permanentes revenant à la paillasse.**

➤ **Surcharge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des escaliers est définie à partir des prescriptions du (DTR B.C.2.2) qui est la même pour la paillasse et le palier :  $Q = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$

➤ **Combinaison des charges :**

	ELU :	ELS:
	$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m} \text{ [KN/m]}$	$q_s = (G + Q) \times 1\text{m} \text{ [KN/m]}$
<b>Le palier</b>	$q_u = [(1,35 \times 5,45) + (1,5 \times 2,5)] \times 1\text{m} = \mathbf{11,10}$	$q_s = (5,45 + 2,5) \times 1\text{m} = \mathbf{7,95}$
<b>La paillasse</b>	$q_u = [(1,35 \times 8,22) + (1,5 \times 2,5)] \times 1\text{m} = \mathbf{14,847}$	$q_s = [(8,22 + 2,5)] \times 1\text{m} = \mathbf{10,72}$
<b>Le poids de mur</b>	$P_u = 1,35 \times (3,06 - 0,2) \times 2,4 = \mathbf{9,26}$	$P_s = (3,06 - 0,2) \times 2,4 = \mathbf{6,864}$

**Tableau III.4.4 Combinaison des charges**

**D. Calcul des moments et effort tranchant à l'ELU :**

Pour déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants on calcul d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la RDM :

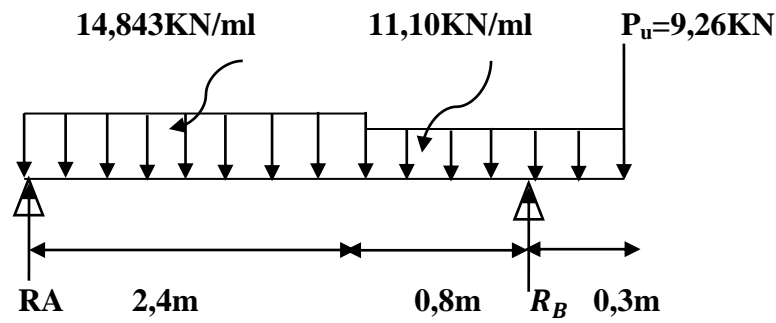


Figure III.4.3 Schéma statique de l'escalier à l'ELU

1) Calcul des efforts internes :

❖ Réactions d'appuis :

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

$$\Rightarrow R_A + R_B = (14,843 \times 2,4) + (11,10 \times 1,1) + 9,26$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 57,1 \text{ kN}$$

$$\Sigma M/A=0 \longrightarrow R_B \times 3,2 - q_{u1} \times \frac{L_1^2}{2} - q_{u2} \times L_2 \left(\frac{L_2}{2} + L_1\right) - P_u (L_1 + L_2) = 0$$

$$R_B \times 3,2 = 14,843 \times \left(\frac{2,4^2}{2}\right) + (11,10 \times 1,1 \times 2,95) + (9,26 \times 3,5)$$

$$R_B = 34,74 \text{ kN}$$

$$\Sigma M/B=0 \longrightarrow R_A \times (L_1 + 0,8) + q_{u1} \times L_1 \times \left(\frac{L_1}{2} + 0,8\right) + q_{u2} \times (L_2 \times 0,25) - P_u \times 0,3 = 0$$

$$R_A \times 3,2 = (14,843 \times 4,8) + (11,10 \times 1,1 \times 0,25) - (9,26 \times 0,3)$$

$$R_A = 22,36 \text{ kN}$$

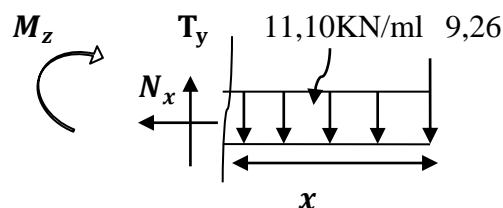
$$\left\{ \begin{array}{l} R_A = 22,36 \text{ kN} \\ R_B = 34,74 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Vérification :

$$R_A + R_B = 57,1 \text{ kN} \implies \text{c'est vérifié}$$

❖ Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU :

🚧 Tronçon I:  $0 \leq x \leq 0,3 \text{ m}$



- $\Sigma F/x=0 \longrightarrow N_x = 0 \text{ kN}$

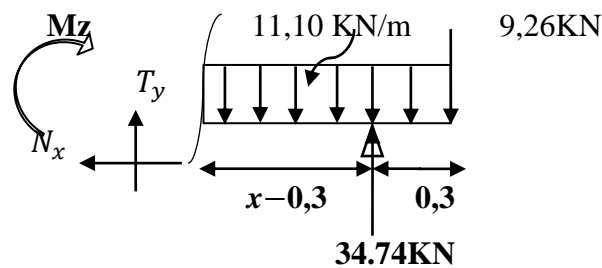
- $\Sigma F/y=0 \longrightarrow T_y - 11,10 x - 9,26 = 0$

$$T_y = 11,10x + 9,26 \quad \left\{ \begin{array}{l} x=0 \longrightarrow T_y = 9,26\text{KN} \\ x=0,3 \longrightarrow T_y = 12,6\text{KN} \end{array} \right.$$

- $\Sigma M/i=0 \longrightarrow M_z + 11,10 \times \frac{x^2}{2} + 9,26x = 0$

$$M_z = -5,55x^2 - 9,26x \quad \left\{ \begin{array}{l} x=0 \longrightarrow M_z = 0\text{KN.m} \\ x=0,3\text{m} \longrightarrow M_z = -3,28\text{KN.m} \end{array} \right.$$

✚ **Tronçon II :**  $0,3\text{m} \leq x \leq 1,1\text{m}$



- $\Sigma F/x=0 \longrightarrow N_x = 0\text{KN}$

- $\Sigma F/y=0 \longrightarrow T_y + 34,74 - 11,10x - 9,26 = 0$

$$T_y = -34,74 + 11,10x + 9,26 = 0$$

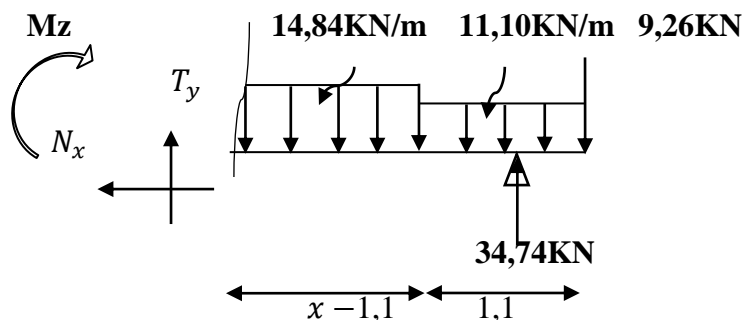
$$T_y = 11,10x - 25 \quad \left\{ \begin{array}{l} x=0,3\text{m} \longrightarrow T_y = -22,15\text{KN} \\ x=1,1\text{m} \longrightarrow T_y = -13,28\text{KN} \end{array} \right.$$

- $\Sigma M/i=0 \longrightarrow M_z + 11,10 \times \frac{x^2}{2} + 9,26x - 34,74 \times (x-0,3) = 0$

$$M_z = -5,55x^2 - 9,26x + 34,74 \times (x-0,3)$$

$$M_z = -5,55x^2 + 25,48x - 10,422 \quad \left\{ \begin{array}{l} x=0,3\text{m} \longrightarrow M_z = -3,28\text{KN.m} \\ x=1,1\text{m} \longrightarrow M_z = 10,9\text{KN.m} \end{array} \right.$$

✚ **Tronçon III:**  $1,1\text{m} \leq x \leq 3,5\text{m}$



- $\Sigma F/x=0 \longrightarrow N_x = 0 \text{ KN}$
- $\Sigma F/y \longrightarrow T_y + 34,74 - 14,84(x-1,1) - 11,10 \times 1,1 - 9,26 = 0$   
 $T_y + 34,74 - 14,84(x-1,1) - 11,10 \times 1,1 - 9,26 = 0$   
 $T_y = -34,74 + 14,84(x-1,1) + 11,10 \times 1,1 + 9,26$

$$T_y = -29,6 + 14,84x \begin{cases} x = 1,1\text{m} \longrightarrow T_y = -13,28\text{KN} \\ x = 3,5\text{m} \longrightarrow T_y = 22,34\text{KN} \end{cases}$$

- $\Sigma M/i=0 \longrightarrow M_z + 14,84 \times \frac{(x-1,1)^2}{2} + 11,10 \times 1,1 \times (x-0,55) + 9,26x - 34,74 \times (x-0,3) = 0$   
 $M_z = -7,42(x^2 + 1,21 - 2,2x) - 12,21x + 6,716 - 9,26x + 34,74x - 10,422$   
 $M_z = -7,42x^2 - 8,978 + 16,324x - 12,21x + 6,716 - 9,26x + 34,74x - 10,422$

$$M_z = -7,42x^2 + 29,6x - 12,7 \begin{cases} x = 1,1\text{m} \longrightarrow M_z = 10,9\text{m} \\ x = 3,5\text{m} \longrightarrow M_z = 0\text{KN.m} \end{cases}$$

❖ **Moment max :**

- $M_{max} \implies T_y = 0 \implies 11,10x - 25,48 = 0 \implies x = \frac{25,48}{11,10} = 2,3\text{m}$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur  $x = 2,3\text{m}$

$$M_{max} = M_{(2,3)} = -5,55(2,3)^2 + 25,48(2,3) - 10,422$$

$$M_{max} = 18,82\text{KN.m}$$

**Remarque :**

Pour tenir en compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment  $M_u$  max aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

• **Moment en appuis :**

$$M_{UA} = (-0,3) M_{umax} = (-0,3) \times (18,82) = -5,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{UB} = (-0,3) M_B = (-0,3) \times (-3,28) = 1 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée:**

$$M_{ut} = (0,85) M_{umax} = (0,85) \times (18,82) = 16 \text{ KN.m}$$

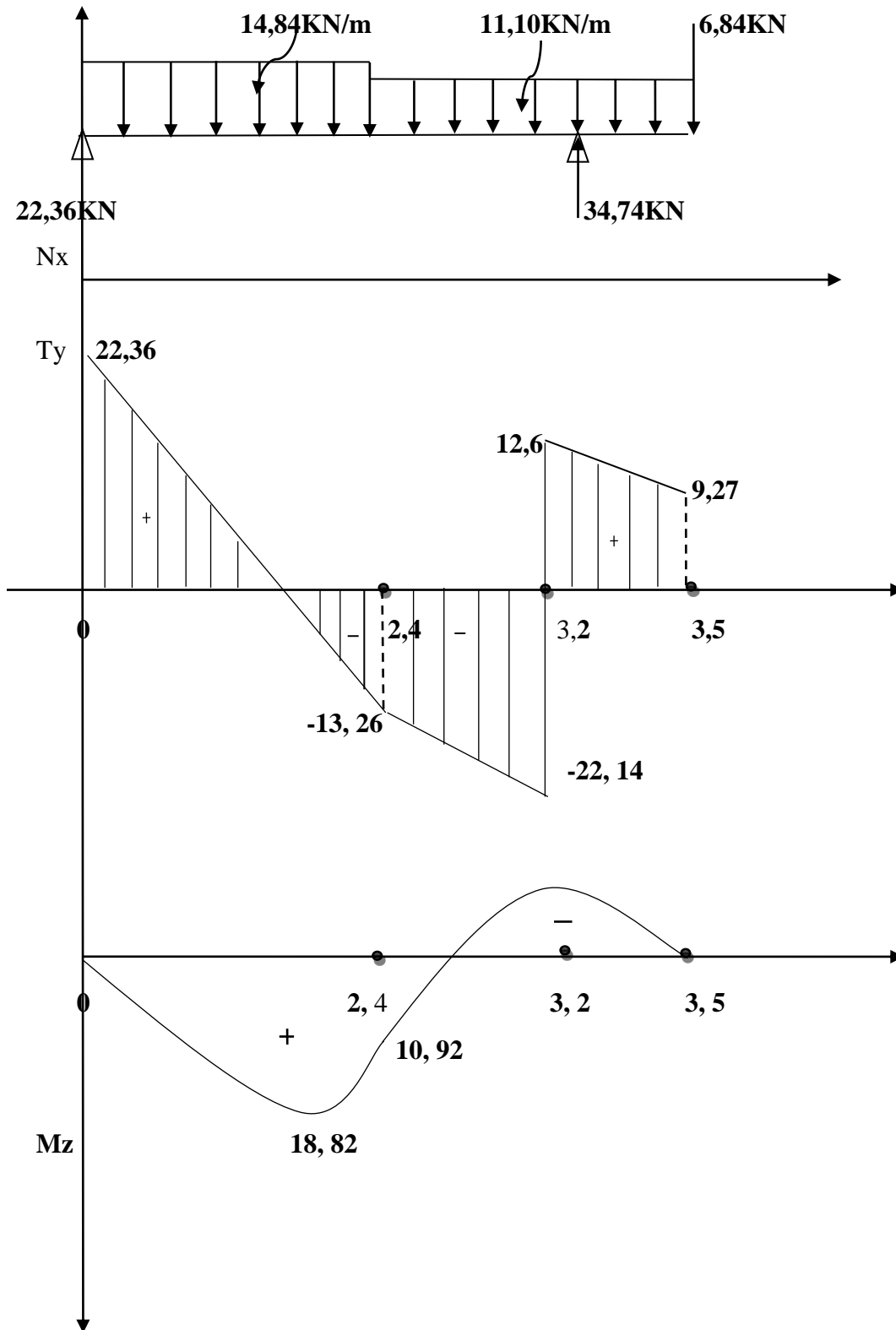


Diagramme des efforts interne à l'ELU

		$N_x$ (KN)	$T_y$ (KN)	$M_z$ (KN.m)
<b>Tronçon I</b>	$x=0$	0	9,26	0
	$x=0,3$	0	12,6	-3,28
<b>Tronçon II</b>	$x=0,3$	0	-22,15	-3,28
	$x=1,1$	0	-13,28	10,9
<b>Tronçon III</b>	$x=1,1$	0	-13,28	10,9
	$x=3,5$	0	22,34	0

**Tableau III.4.5 Les efforts tranchants et des moments fléchissant a L'ELU**

**E. Calcul des armatures :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur,

En flexion simple en utilisant les moments et les efforts

définis dans les schémas précédant

$b=100$  cm ;  $h=15$ cm ;  $c=2$  cm ;  $d=13$ cm

➤ **Aux appuis :**

- **Appuis A :  $M_u=5,73$ KN.m**

❖ **Les armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5,73 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,023 < 0,392 \rightarrow \text{la section est simplement armée}$$

(S.S.A)  $\mu_a=0,023 \Rightarrow \beta=0,988$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d f_{bc}} = \frac{5,73 \times 10^3}{0,988 \times 13 \times 384} = 1,16 \text{cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14cm<sup>2</sup>** avec un espacement : **st=25cm**

❖ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2,01cm<sup>2</sup>** avec un espacement : **S<sub>t</sub>= 25cm**

- **Appuis B :  $M_u=0,8$ KN.m**

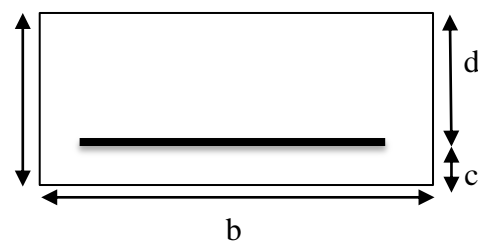
❖ **Les armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,8 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,003 < 0,392 \rightarrow \text{la section est simplement armée (S.S.A)}$$

$$\mu_a=0,003 \Rightarrow \beta=0,9985$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d f_{bc}} = \frac{0,8 \times 10^3}{0,9985 \times 13 \times 384} = 0,16 \text{cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement : **S<sub>t</sub>=25cm**



❖ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50\text{cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2,01cm<sup>2</sup>** avec un espacement : **S<sub>t</sub>= 25cm**

➤ **En travée :** M<sub>u</sub>=16,23KN.m

❖ **Les armatures principales :**

$$\mu_t = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{16,23 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,067 < 0,392 \longrightarrow \text{la section est simplement armée (SSA)}$$

$$\mu_a = 0,067 \longrightarrow \beta = 0,9655$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d f_{bc}} = \frac{16,23 \times 10^3}{0,9655 \times 13 \times 384} = 3,71\text{cm}^2$$

Soit : **4HA12 = 4,52cm<sup>2</sup>** avec un espacement : **S<sub>t</sub>=25cm**

**Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13\text{cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2,01cm<sup>2</sup>** avec un espacement : **S<sub>t</sub>= 25cm**

**F. Vérification à l'ELU :****a) Condition de non fragilité :(BEAL 91, Art. A.4.2.1)**

$$A_{min} = \frac{0,23bdft_{28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1,57\text{cm}^2$$

✓ **En travée :**

$$A_{st} = 4,52\text{cm}^2 > 1,57\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Aux appuis :**

$$A_{stA} = 3,14\text{cm}^2 > 1,57\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{stB} = 2,01\text{cm}^2 > 1,57\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Espacement des barres : (BAEL91 :Art A.8.2, 42)**

➤ L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

➤ **Armatures principales :**

$$S_{tmax} \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 15 ; 33\text{cm}\} \longrightarrow S_{tmax} \leq 33 \text{ cm}$$

✓ **Sur appuis :**• **Appuis A :**

$$S_t = 25\text{cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Appuis B :**

$$S_t = 25\text{cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En travée:**

$$S_t=25\text{cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$S_{tmax} \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 15, 45\text{cm}\} \longrightarrow S_{tmax} \leq 45\text{cm}$$

✓ **Sur appuis :**• **Appuis A :**

$$S_t=25\text{cm} \leq 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Appuis B :**

$$S_t=25\text{cm} \leq 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En travée :**

$$S_t=25\text{cm} \leq 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**c) Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{bd} = \frac{22,6 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,17\text{MPa}$$

**Avec :**

$V_u$  : effort tranchant maximal

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5\text{MPa} \right\} = \min \{3,33; 5\text{MPa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,17\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \implies \text{Condition Vérifiée} \quad (\text{Pas de risque de cisaillement})$$

**d) Influence de l'effort tranchant sur le béton :****1. Influence sur le béton :**

$$\text{On doit vérifier que : } V_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9d \times b}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 25 \times 10^{-1} \times 0,9 \times 13 \times 100}{1,5} = 780\text{KN}$$

$$V_u = 22,6 \longrightarrow V_u \leq 780\text{KN} \implies \text{Condition Vérifiée}$$

**2. Influence sur les aciers :**

$$\text{On doit vérifier que : } (V_{u\max} + \frac{M_a}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{\gamma_e} < A_a$$

$$A_a = 3,14 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left( 22,6 + \frac{-5,73 \times 10^2}{0,9 \times 13} \right)$$

$$A_a = 3,14 > -0,76\text{cm}^2 \implies \text{Condition Vérifiée}$$

**e) Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement des barres :**

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_{se} \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \Sigma U_i}$$

**Avec :**

$\Sigma U_i$ : La somme des périmètres des barres.

**Aux appuis : 4HA10**

$$\Sigma U_i = \pi \times n \times \varnothing = 3,14 \times 4 \times 10 = 125,6 \text{ mm}$$

$n$  : Nombre des barres.

$$\tau_{se} = \frac{22,6 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 125,6} = 1,53 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \implies \text{Condition Vérifiée}$$

**En travées : 4HA12**

$$\Sigma U_i = \pi \times n \times \varnothing = 3,14 \times 4 \times 12 = 150,72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{22,6 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 150,72} = 1,28 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \implies \text{Condition vérifiée (Pas de risque d'entraînement des barres)}$$

**Appuis B : 4HA8**

$$\Sigma U_i = \pi \times n \times \varnothing = 3,14 \times 4 \times 8 = 100,48 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{22,6 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 100,48} = 1,92 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \implies \text{Condition Vérifiée}$$

**f) Longueur de scellement :**

$$L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times (\Psi_s)^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

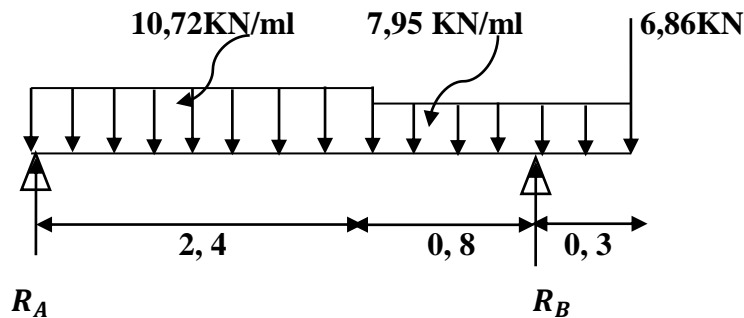
$$L_s = 42,33 \text{ cm}$$

**g) Longueur d'ancrage mesurée hors crochets :**

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,932 \text{ cm}$$

On prend :  $L_c = 20 \text{ cm}$

**G. Calcul à l'ELS :**



**Figure III.4.4 Schéma statique de l'escalier à l'ELU**

➤ **Les réactions d'appuis :**

- $\Sigma F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B - 6,86 - (10,72 \times 2,4) - (7,95 \times 1,1) = 0$

$$R_A + R_B = 6,864 + (10,72 \times 2,4) + (7,95 \times 1,1)$$

$$R_A + R_B = 6,864 + 25,73 + 8,76$$

$$\mathbf{R_A + R_B = 41,33 \text{ KN}}$$

- $\Sigma M/A = 0 \rightarrow \frac{10,72 \times 2,4^2}{2} + (7,95 \times 1,1 \times 2,95) + (6,864 \times 3,5) - (R_B \times 3,2)$

$$R_B \times 3,2 = 80,7$$

$$\mathbf{R_B = 25, 22 \text{ KN}}$$

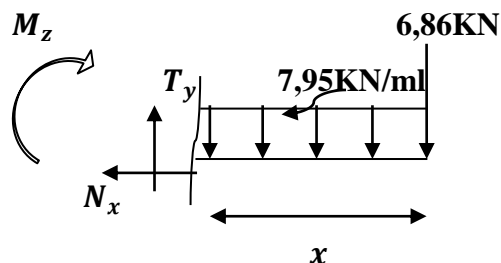
- $\Sigma M/B = 0 \rightarrow (R_A \times 3,2) + (10,72 \times 2,4 \times 2) + (7,95 \times 1,1 \times 0,25) - (6,864 \times 0,3)$

$$\mathbf{R_A = 16,11 \text{ KN}}$$

$$R_A + R_B = 41,33 \text{ KN} \implies \mathbf{C'est vérifié}$$

➤ **Calcul des moments et les efforts tranchants :**

✚ **Tronçon I:  $0 \leq x \leq 0,3 \text{ m}$**



- $\Sigma F/x = 0 \rightarrow Nx = 0$

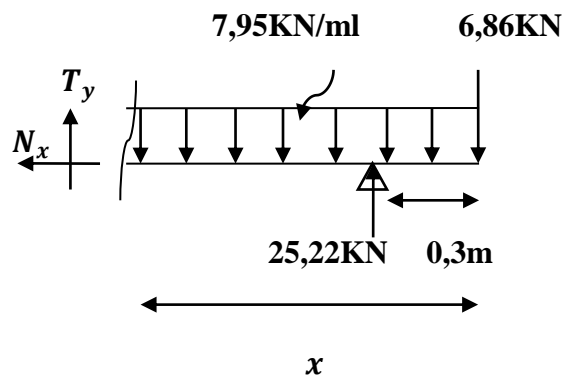
- $\Sigma F/y = 0 \rightarrow Ty - 7,95x - 6,86 = 0$

$$T_y = 7,95x + 6,86 \quad \left\{ \begin{array}{l} x=0 \longrightarrow T_y = 6,86\text{KN} \\ x=0,3 \longrightarrow T_y = 9,24\text{KN} \end{array} \right.$$

- $\Sigma M/i=0 \longrightarrow M_z + 7,95 \frac{x^2}{2} + 6,86 x = 0$

$$M_z = -3,98 x^2 - 6,86 x \quad \left\{ \begin{array}{l} x=0 \longrightarrow M_z = 0\text{KN.m} \\ x=0,3\text{m} \longrightarrow M_z = -2,4\text{KN.m} \end{array} \right.$$

✚ **Tronçon II:**  $0,3 \leq x \leq 1,1\text{m}$



- $\Sigma F/x=0 \longrightarrow N_x = 0 \text{ KN}$
- $\Sigma F/y=0 \longrightarrow T_y + 25,22 - 7,95 x - 6,86 = 0$

$$T_y = -25,22 + 7,95 x + 6,86$$

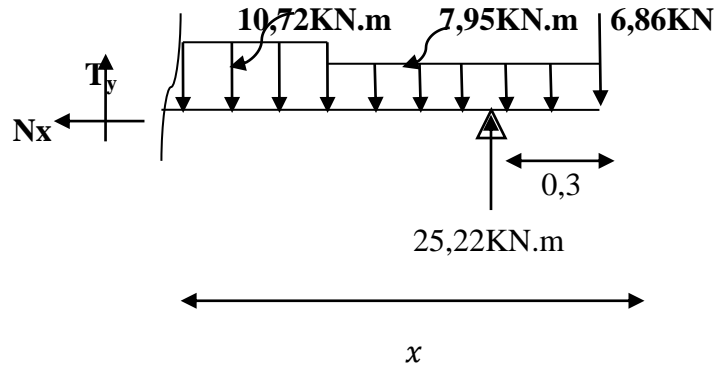
$$T_y = 7,95x - 18,36 \quad \left\{ \begin{array}{l} x=0,3\text{m} \longrightarrow T_y = -15,97\text{KN} \\ x=1,1\text{m} \longrightarrow T_y = -9,61\text{KN} \end{array} \right.$$

- $\Sigma M/i=0 \longrightarrow M_z + 7,95 \frac{x^2}{2} + 6,86 x - 25,22 \times (x - 0,3) = 0$

$$M_z = -7,95 \frac{x^2}{2} - 6,86 x + 25,22 \times (x - 0,3)$$

$$M_z = -3,975 x^2 + 18,36 x - 7,566 \quad \left\{ \begin{array}{l} x=0,3\text{m} \longrightarrow M_z = -2,4\text{KN.m} \\ x=1,1\text{m} \longrightarrow M_z = 7,82\text{KN.m} \end{array} \right.$$

**Tronçon III:  $1,1\text{m} \leq x \leq 3,5\text{m}$**



- $\Sigma F/x=0 \longrightarrow N_x = 0 \text{ KN}$
- $\Sigma F/y \longrightarrow T_y + 25,22 - 6,86 - (7,95 \times 1,1) - 10,72(x - 1,1) = 0$

$$T_y = -25,22 + 6,86 + (7,95 \times 1,1) + 10,72(x - 1,1)$$

$$T_y = 10,72x - 21,415 \begin{cases} x = 1,1\text{m} \longrightarrow T_y = -9,6\text{KN} \\ x = 3,5\text{m} \longrightarrow T_y = 16,1\text{KN} \end{cases}$$

- $\Sigma M/i=0 \longrightarrow M_z + 10,72 \times \frac{(x-1,1)^2}{2} + 7,95 \times 1,1 \times (x - 0,55) + 6,86x - 25,22(x - 0,3) = 0$

$$M_z = -5,36(x^2 + 1,21 - 2,2x) - 8,745x + 4,809 - 6,86x + 25,22x - 7,566$$

$$M_z = -5,36x^2 + 21,415x - 9,257 \begin{cases} x = 1,1\text{m} \longrightarrow M_z = 7,82 \text{ KN.m} \\ x = 3,5\text{m} \longrightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Moment max :**

$$M_{max} \longrightarrow T_y = 0$$

$$7,95x - 18,36 = 0 \longleftrightarrow x = \frac{18,36}{7,95} = 2,3\text{m}$$

$$M_{max} = M(2,3) = -7,95\left(\frac{2,3^2}{2}\right) + 18,36 \times 2,3 - 7,566$$

$$M_{max} = 13,63\text{KN.m}$$

✓ **Moment aux appuis :**

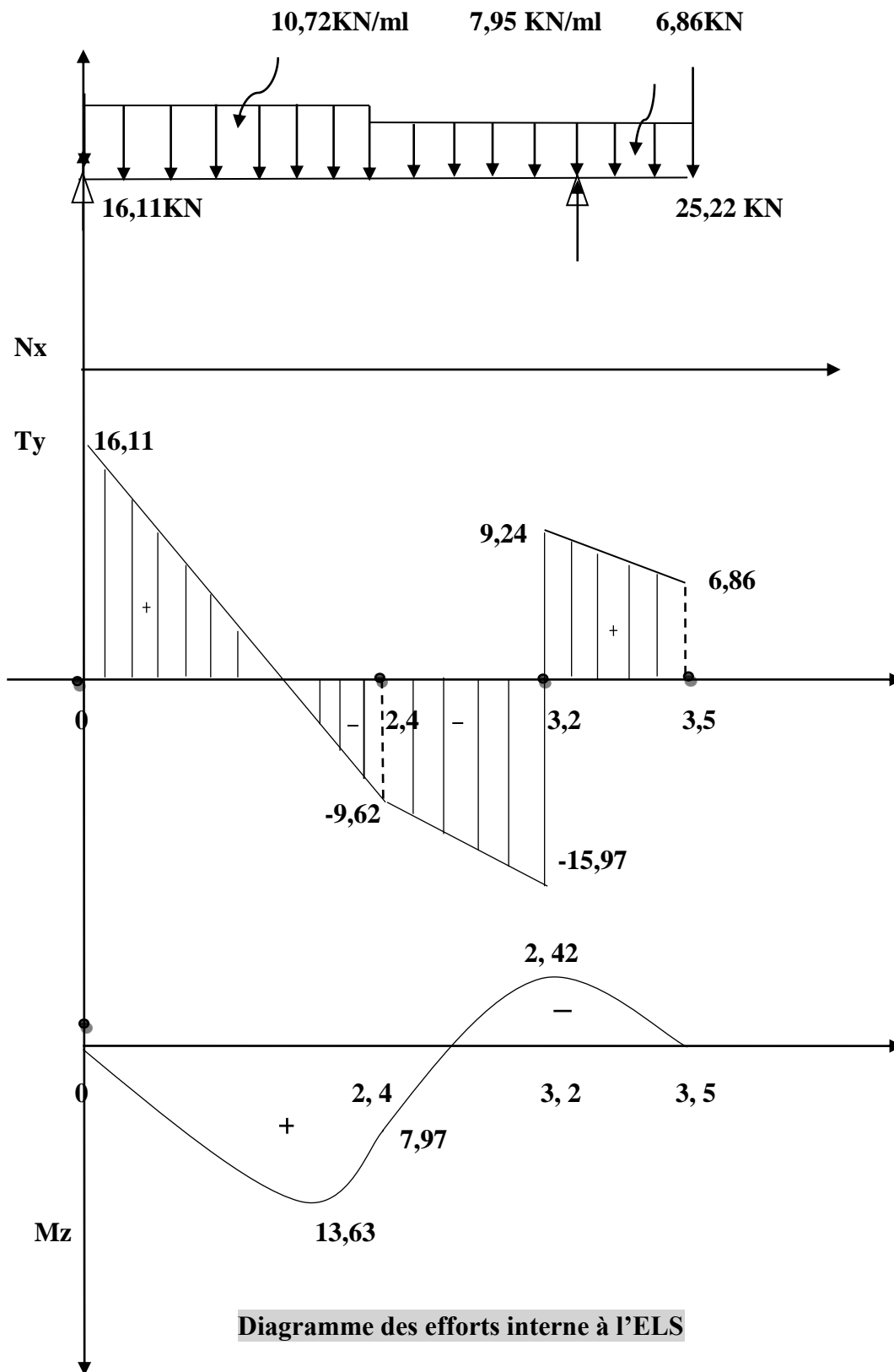
$$M_{uA} = (-0,3) M_{umax} = -0,3 \times 13,63 = -4,1\text{KN.m}$$

$$M_{uB} = (-0,3) M_u = -0,3 \times (-2,4) = 0,72 \text{ KN.m}$$

✓ **Moment en travée :**

$$M_t = 0,85 M_{umax} = 0,85 \times 13,63$$

$$M_t = 11,85 \text{ KN.m}$$



		$N_x$ (KN)	$T_y$ (KN)	$M_z$ (KN.m)
Tronçon I	$x=0$	0	6,86	0
	$x=0,3$	0	9,24	-2,4
Tronçon II	$x=0,3$	0	-15,97	-2,4
	$x=1,1$	0	-9,61	7,82
Tronçon III	$x=1,1$	0	-9,61	7,82
	$x=3,5$	0	16,1	0

Tableau III.4.6 Les efforts tranchants et des moments fléchissant a L'ELS

Type N°2: Escaliers balancé

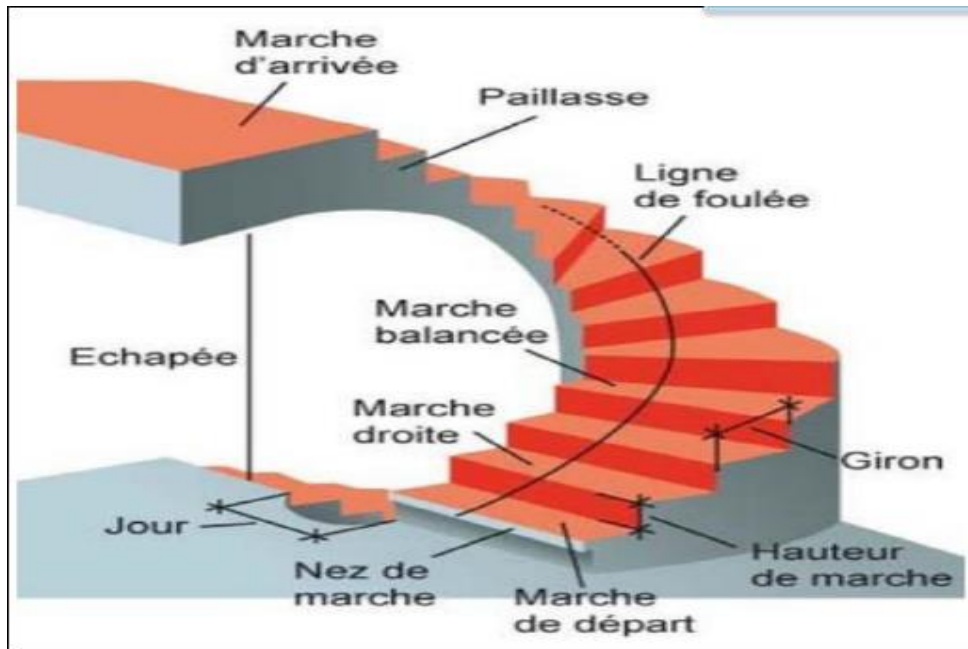
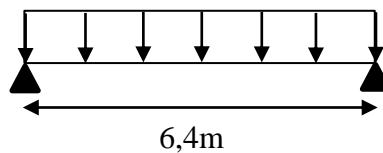


Figure III.4.5 Escalier balancée

Le chargement est donné pour une bande de 1 ml de largeur

$$G=11,73\text{KN/ml}$$



- **Combinaison de charge :**

- ❖ **ELU :**

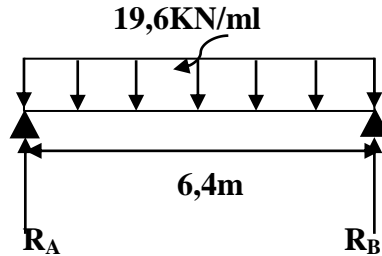
$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35(11,73) + 1,5(2,5) = 19,6\text{KN/ml}$$

❖ **ELS:**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 11,73 + 2,5 = 14,23 \text{ KN/ml}$$

• **Calcul à l'ELU :**➤ **Réactions d'appuis :**

$$\sum F/y = 0$$

$$R_A = R_B = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{19,6 \times 6,4}{2}$$

$$R_A = R_B = 62,72 \text{ KN}$$

➤ **Moments isostatique :**

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{19,6 \times (6,4)^2}{8} = 100,3 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant :**

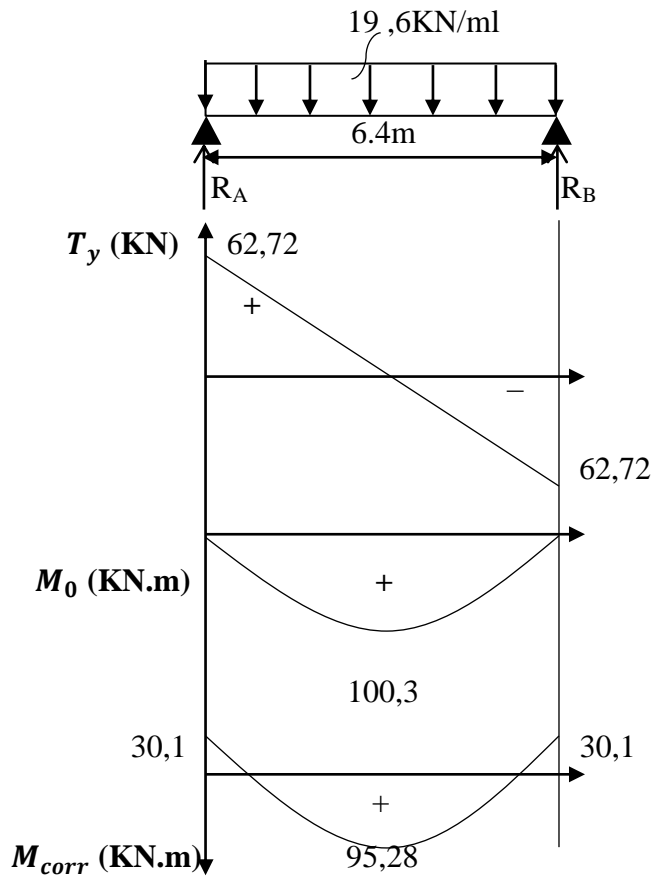
$$T_u = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{19,6 \times 6,4}{2} = 62,72 \text{ KN}$$

✓ Tenant compte de semi encastrement on aura :

$$M_u^a = 0, 3M_u^{max} = 30, 1 \text{ KN.m}$$

$$M_u^t = 0, 95M_u^{max} = 95, 28 \text{ KN.m}$$

➤ Les résultats sont sur le diagramme suivant :



**Diagramme des efforts interne à l'ELU**

• Ferrailage d'escalier :

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande 1 ml de largeur et fissuration peu nuisible

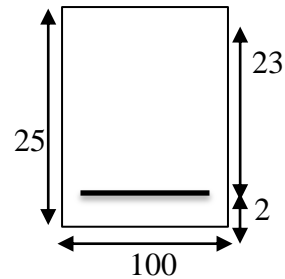
**Pour le béton :**  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$ .

**Pour l'acier :**  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$h = 25 \text{ cm}$  ;  $d = 23 \text{ cm}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}} ; \quad \mu_t = 0,392$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$



**Armature principale :**

Section	M (KN.m)	$\mu$	$\mu < \mu_l$	Type de section	$\beta$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
Travée	95,28	0,207	Oui	SSA	0,8825	17,23	<b>12HA16</b>	18,10	8
Appuis	30,1	0,065	Oui	SSA	0,9665	4,97	<b>4HA14</b>	6,16	25

**Tableau III.4.7 Ferrailage de l'escalier balancé****➤ Armature de répartition :****▪ en travée :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 4,52 \leq A_r \leq 9,05$$

On prend : **6HA10 = 4,71cm<sup>2</sup>**

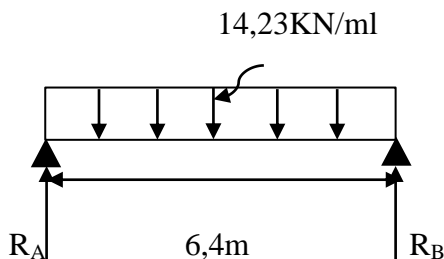
Avec : **S<sub>t</sub> = 17cm**

**▪ aux appuis :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,54 \leq A_r \leq 3,08$$

On prend : **4HA8 = 2,01cm<sup>2</sup>**

Avec : **S<sub>t</sub> = 25cm**

**• Calcul à l'ELS :****➤ Réactions d'appuis :**

$$\sum F_y = 0$$

$$R_A = R_B = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{14,23 \times 6,4}{2}$$

$$R_A = R_B = 45,53 \text{ KN}$$

**➤ Moments isostatique :**

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{14,23 \times (6,4)^2}{8} = 72,85 \text{ KN.m}$$

**➤ Effort tranchant :**

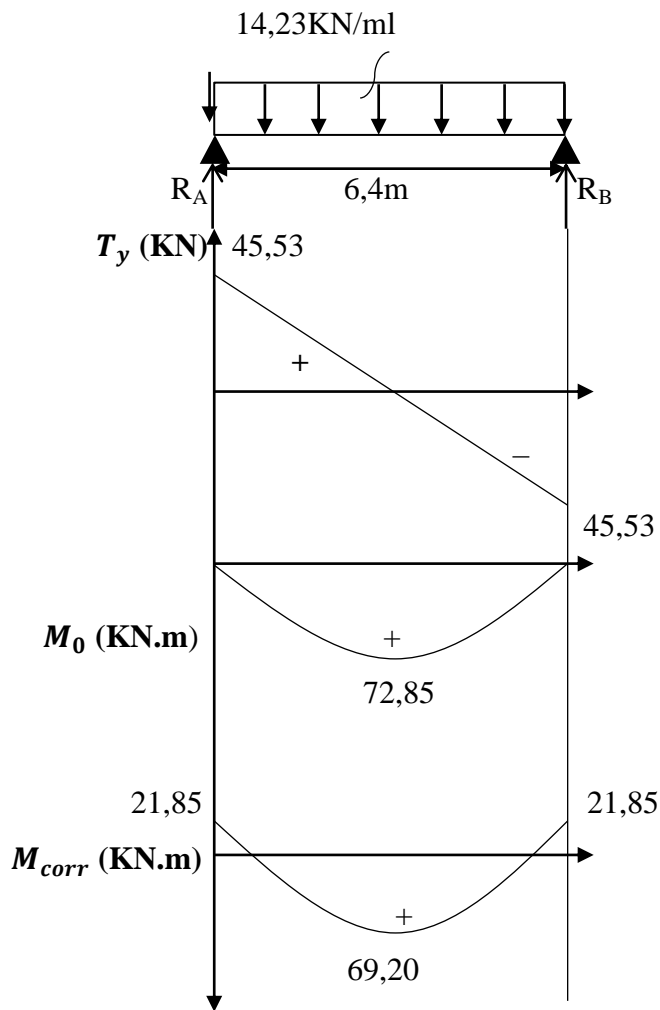
$$T_u = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{14,23 \times 6,4}{2} = 45,53 \text{ KN}$$

✓ Tenant compte de semi encastrement on aura :

$$M_u^a = 0, 3M_u^{max} = 21,85 \text{ KN.m}$$

$$M_u^t = 0, 95M_u^{max} = 69, 20 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont sur le diagramme suivant :



**Diagramme des efforts interne à l'ELS**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{min} = 0,23b d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 1000 \times 180 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

▪ **en travée :**

$$A_s = 18,10 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifié.}$$

▪ **aux appuis :**

$$A_s = 6,16 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifié.}$$

➤ **Contrainte de cisaillement de béton (effort tranchant) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min 0,15 ; \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_B} = 3,33 \text{MPa}$$

$$T_u^{max} = 62,72 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{62,72 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,348 \text{MPa} < \tau_u = 0,33 \text{MPa} \implies \text{Condition vérifié.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction

Si :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \implies$  les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction Si :

$T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \implies$  il faut satisfaire la condition suivante :  $A_s \geq \frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s}$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 62,72 \times 10^3 - \frac{30,1 \times 10^6}{0,9 \times 180} = -12,30 \times 10^4 < 0$$

$\implies$  Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction

➤ **Vérification des armatures transversales :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = 0,348 \text{MPa} < 0,05f_{c28} = 1,25 \text{MPa} \implies \text{Condition vérifié.}$$

$\implies$  Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

## ➡ La poutre palière :

### La poutre palière de l'étage courant :

#### 1. Pré dimensionnement :

##### a. hauteur :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :

$L_{max}$ : Longueur libre de la poutre entre nœuds d'appuis.

$h_t$  : Hauteur de la poutre.

$$L_{max} = 265\text{cm} \Rightarrow \frac{265}{15} \leq h_t \leq \frac{265}{10}$$

Donc :  $17,66\text{cm} \leq h_t \leq 26,5\text{cm}$

Compte tenu des exigences du RPA (Art 7.5.1), On opte pour  $h_t = 35\text{ cm}$

##### b. Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

D'où:  $12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$

D'après les exigences du RPA, on prend  $b = 25\text{cm}$

##### c. Vérification aux exigences de RPA (Art 7.5.1.RPA 99) :

$b = 25\text{cm} \geq 20\text{cm} \implies$  Condition vérifiée.

$h_t = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \implies$  Condition vérifiée.

$\frac{h_t}{b} = \frac{35}{25} = 1,4 \leq 4 \implies$  Condition vérifiée.

Donc la poutre palière à pour dimensions :  $b \times h = (25 \times 35)$ .

#### 2. Détermination des charges revenant à la poutre :

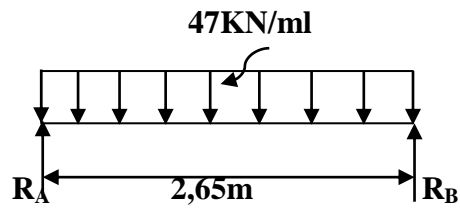
- poids propre de poutre :  $G = 25 \times 0,25 \times 0,35 = 2,18\text{KN/ml}$
- Réaction d'escalier sur la poutre :  $\text{ELU} \implies R_u = R_B = 34,74\text{ KN}$   
 $\text{ELS} \implies R_s = R_B = 25,22\text{ KN}$
- Poids du mur situé sur la poutre :  $G_{mur} = 2,4 \times 2,86 = 6,86\text{ KN/ml}$

#### 3. Les combinaisons d'action :

$$q_u = 1,35(G_{pp} + G_{mur}) + R_B = 1,35(2,18 + 6,86) + 34,74 = 47\text{KN/ml}$$

$$q_s = G_{pp} + G_{mur} + R_B = 2,18 + 6,86 + 25,22 = 34,3\text{KN/ml}$$

## 4. Calcul à l'ELU :



## ❖ Réaction d'appuis :

$$\Sigma F/y=0$$

$$R_A + R_B = \frac{q_u \times l}{2}$$

$$R_A = R_B = \frac{47 \times 2,65}{2} = 62,3 \text{KN}$$

## ❖ Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{47 \times (2,65)^2}{8} = 41,3 \text{KN.m}$$

## ❖ Moments corrigé :

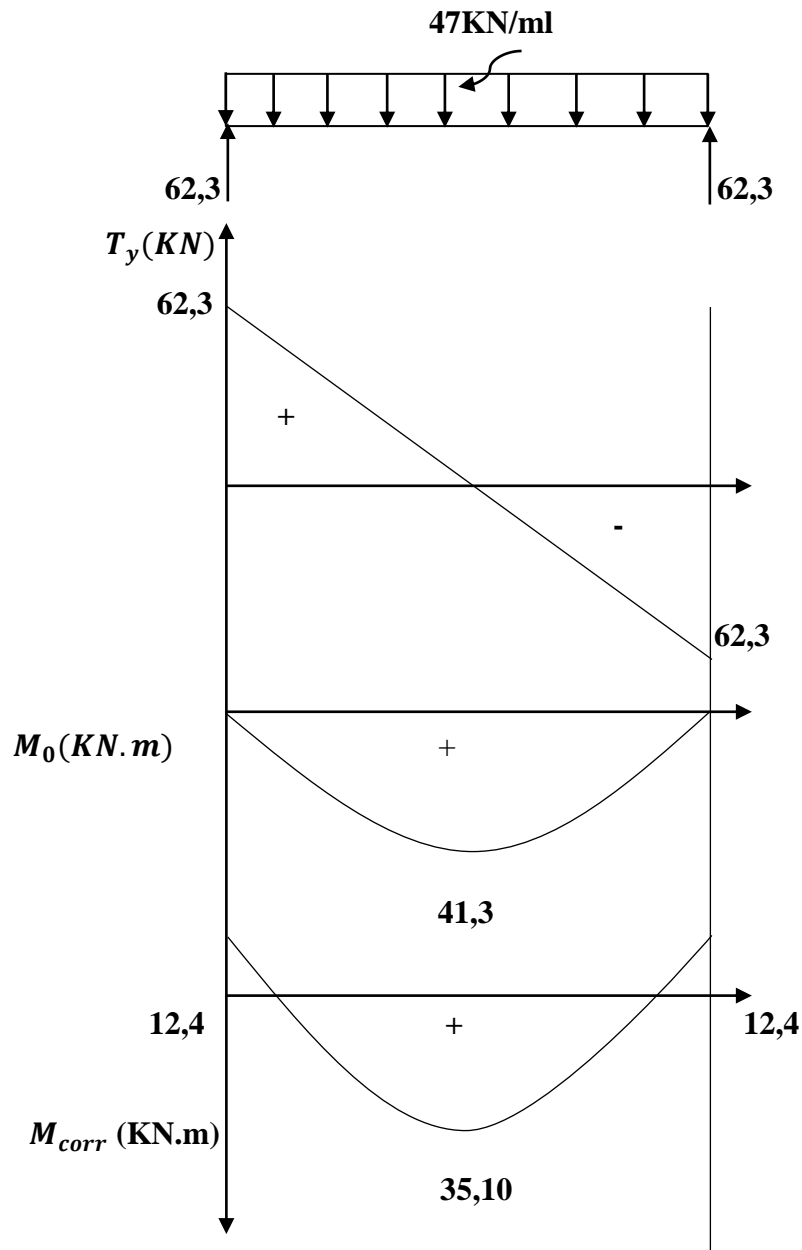
- En travée :  $M_u^t = 0,85M_u = 0,85 \times 41,3 = 35,10 \text{KN.m}$

- Aux appuis :  $M_u^a = -0,3M_u = -0,3 \times 41,3 = -12,4 \text{KN.m}$

## ❖ Effort tranchant :

$$T_y = R_A = R_B = 62,3 \text{KN}$$

Les résultats sont sur le diagramme suivant :



**Diagramme des efforts interne à l'ELU**

**5. Calcul des armatures :**

- **En travée:**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{35,10 \times 10^3}{25 \times (33)^2 \times 14,2} = 0,090 < \mu_l = 0,392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu = 0,090 \implies \beta = 0,953$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{35,10 \times 10^3}{0,953 \times 33 \times 348} = 3,20 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA12 = 4,52 cm<sup>2</sup>**

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{12,4 \times 10^3}{25 \times (33)^2 \times 14,2} = 0,032 < \mu_l = 0,392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu = 0,032 \implies \beta = 0,984$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12,4 \times 10^3}{0,984 \times 33 \times 348} = 1,09 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup>**

**6. Vérification à l'ELU :**

**a) Condition de non fragilité :**

On doit avoir :  $A_s \geq A_{min} = 0,23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{min} = 0,23 \times 25 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 0,99 \text{ cm}^2$$

➤ Pour chaque section d'armature calculée, soit aux appuis ou en travées :  $A_s > A_{min}$

$\implies$  **Condition vérifiée.**

**b) Contrainte tangentielle (BAEL91/modifier 99 ArtA.6.1,21) :**

On a :  $T_{max} = 62,3 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{62,3 \times 10^3}{330 \times 250} = 0,75 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**c) contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL91/modifier99 ArtA.6.1,21) :**

il faut vérifier que  $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0,9d\Sigma u_i}$$

Avec :  $\Sigma u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 4 \times 3,14 \times 1 = 12,56 \text{ cm}$

$$V_u^{max} = 62,3 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0,9d\Sigma u_i} = \frac{62,3 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 125,6} = 1,67 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

**d) la longueur de scellement :**

Longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_s}$$

Avec :  $\tau_s = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$

$$L_s = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,7 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 40 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire d'adopter un crochet normal. D'après le BAEL 91, la longueur nécessaire pour les aciers HA est  $L_a = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm}$

**e) influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

➤ **Influence sur le béton :**

$$T_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 d \times b}{\gamma b} = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 330 \times 250}{1,5} = 495 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = 62,3 \text{ KN} \leq 495 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence sur les armatures :**

$$\text{On doit vérifier que : } A_s \geq \frac{T_u^{max}}{\sigma_{st}}$$

$$\frac{T_u^{max}}{\sigma_{st}} = \frac{62,3 \times 10^3}{348} = 179,02 \text{ mm}^2 = 1,79 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 > 1,79 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

**f) Calcul des armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\phi_t < \min \left\{ \phi_t ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 1,2 ; 1 ; 2,5 \}$$

On prend :  $\phi_t = 10 \text{ mm}$

Donc on prend :  $2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

**RPA 2003 (A7.5.2.2)**

▪ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \right\} = \min \{ 8,75 ; 12 ; 30 \} = 8,75 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 8 \text{ cm}$$

▪ **En dehors de la zone nodale :**

$$S_t = \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

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

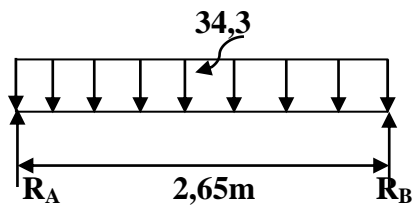
➤ **Vérification des armatures transversales :**

$$A_t^{min} = 0,003 \times S_t \times b \leq A_t$$

$$A_t^{min} = 0,003 \times 8 \times 25 = 0,6 \text{ cm}^2 < A_t = 1,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2 < A_t = 1,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## 7. Calcul à l'ELS :



## ➤ Les réactions d'appuis :

$$\Sigma F/y=0$$

$$R_A=R_B=\frac{q_s \times l}{2}=\frac{34,3 \times 2,65}{2}=45,5 \text{ kN/ml}$$

$$R_A=R_B=45,5 \text{ kN/ml}$$

## ➤ Moment isostatique :

$$M_S=\frac{q_s \times l^2}{8}=\frac{34,3 \times (2,65)^2}{8}=30,10 \text{ kN.m}$$

## ➤ Effort tranchant :

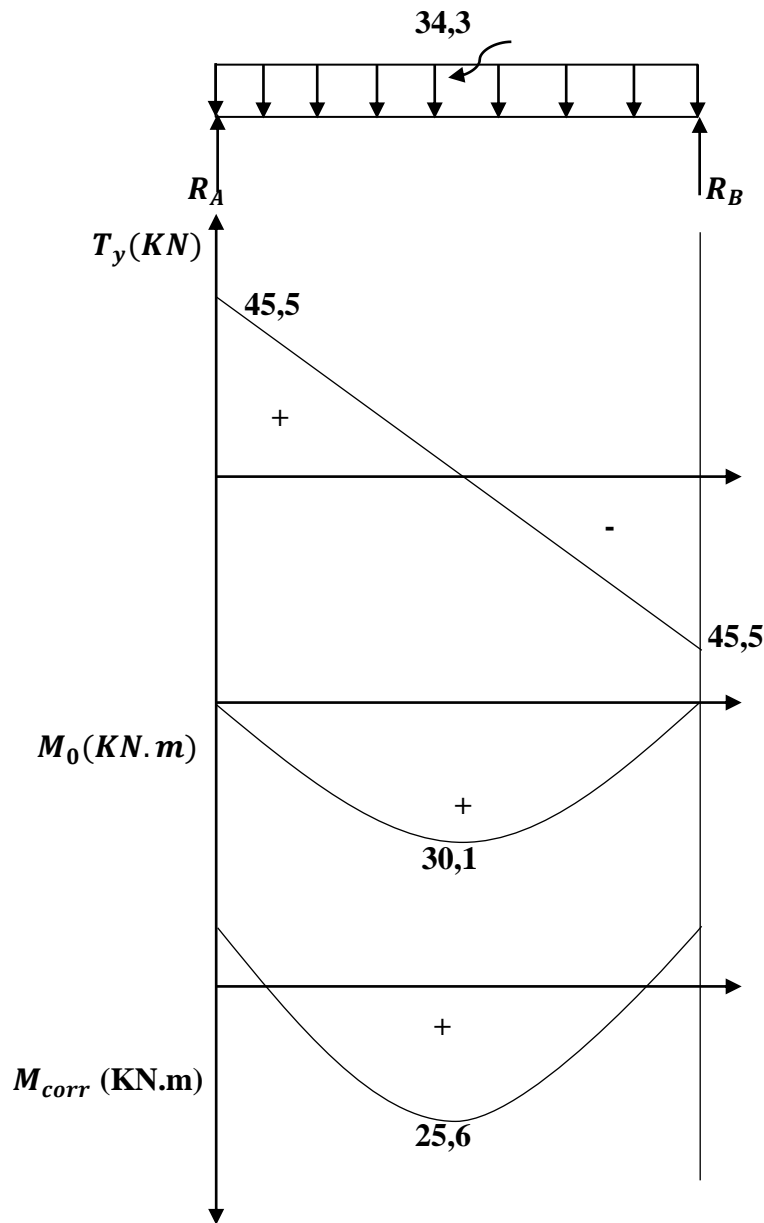
$$T_y=R_A=R_B=45,5 \text{ kN}$$

## ❖ Moments corrigé :

$$M_S^a=-0,3M_S=-9,03 \text{ kN.m}$$

$$M_S^t=0,85M_S=25,6 \text{ kN.m}$$

➤ Les résultats sont sur le diagramme suivant :



**Diagramme des efforts interne à l'ELS**

**8. Vérification à l'ELS :**

➤ **Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :**

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

➤ **Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2 BAEL91) :**

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^{\bar{}} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \Rightarrow \text{Par interpolation on trouve } K_1 \text{ et } \beta_1$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} ; \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

zone	$M_s$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Vérification
Travée	25,6	4,52	0,547	0,889	30,27	193,05	6,37	15	Condition vérifiée
Appuis	9,03	3,14	0,380	0,904	37,56	96,4	2,56	15	Condition vérifiée

**Tableau III.4.8 Vérification des contraintes**

❖ L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

➤ **Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99) :**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

❖  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$

❖  $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

❖  $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec :

- h= 35
- L=265cm
- b= 25cm
- d= 33cm
- $M_t=25,6$  KN.m (moment en travée à l'ELS)
- $M_0= 30,1$  KN.m (moment isostatique à l'ELS)
- $A = 4,52\text{cm}^2$  (section d'armatures en travée)

✓  $\frac{h}{L} = \frac{35}{265} = 0,13 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \implies$  **Condition vérifiée.**

✓  $\frac{h}{L} = \frac{35}{265} = 0,13 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{25,6}{10 \times 30,1} = 0,085 \implies$  **Condition vérifiée.**

✓  $\frac{A}{bd} = \frac{4,52}{25 \times 33} = 0,0054 \leq \frac{4.2}{400} = 0,0105 \implies$  **Condition vérifiée.**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire car les 3 conditions sont vérifiées.

**Conclusion** : le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

**Armatures longitudinales :**

- **4HA12** filantes pour le lit inférieur.
- **4HA10** filantes pour le lit supérieur.

**Armatures transversales :**

- 1cadre et 1 étrier en **HA10**

# *Chapitre IV*

## *Modélisation de la structure*

### **IV.1 Introduction :**

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible.

C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

### **IV.2 Principe de la MEF :**

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux.

La MEF est basée sur une idée simple : subdiviser (discrétiser) une forme complexe en un grand nombre de sous-domaines élémentaires de forme géométrique simple (éléments finis) interconnectés en des points appelés nœuds.

Nous considérons le comportement mécanique de chaque élément séparément, puis nous assemblons ces éléments de telle façon que l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements soient satisfaits en chaque nœud.

La MEF utilise des approximations simples des variables inconnues dans chaque élément pour transformer les équations aux dérivées partielles en équations algébriques.

Les nœuds et les éléments n'ont pas forcément de signification physique particulière, mais sont basés sur des considérations de précision de l'approximation.

### **IV.3 Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analysis Building System):**

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments est ouvrages de Génie Civil à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme, il permet aussi :

- La modélisation de tous types de structures
- La prise en compte des propriétés des matériaux
- Le calcul et le dimensionnement des éléments
- L'analyse des effets dynamiques est statique
- La visualisation des déformées, des efforts internes, des modes de vibration .....etc
- Le transfert de données avec d'autres logiciels

**Rappel :**

- **Joints** : noeuds
- **Frame** : portique (cadre)
- **Shell** : voile
- **Restraints**: degrés de liberté(D.D.L)
- **Loads**: charge
- **Materials**: matériaux
- **Concrete**: béton
- **Uniformed loads** : point d'application de la charge
- **Define**: définir
- **Steel**: acier
- **Frame section** : coffrage
- **Column**: poteau
- **Beam**: poutre

**IV.4 Manuel d'utilisation de l'ETABS :**

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.70

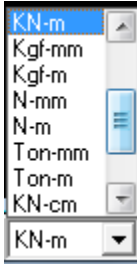
Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS

**IV.5 Etapes de modélisation :**

- ✓ Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :
- ✓ Introduction de la géométrie du modèle,
- ✓ Spécification des propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier...etc),
- ✓ Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile...etc.)
- ✓ Introduction du spectre de réponse (E) selon le (RPA99 /version2003)
- ✓ Définition des charges statiques (G, Q),
- ✓ Introduction des combinaisons d'actions,
- ✓ Chargement des éléments,
- ✓ Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

**La modélisation****A. Introduction de la géométrie du modèle :****➤ Choix des unités :**

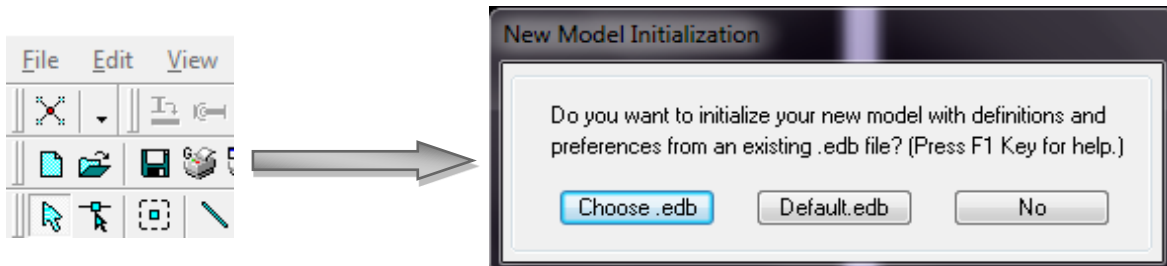
C'est la première étape qui vient juste après le lancement de l'ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **KN.m**



➤ **Géométries de base**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, puis on clique sur **No**

**File** ⇒ **New model** ⇒ **No**



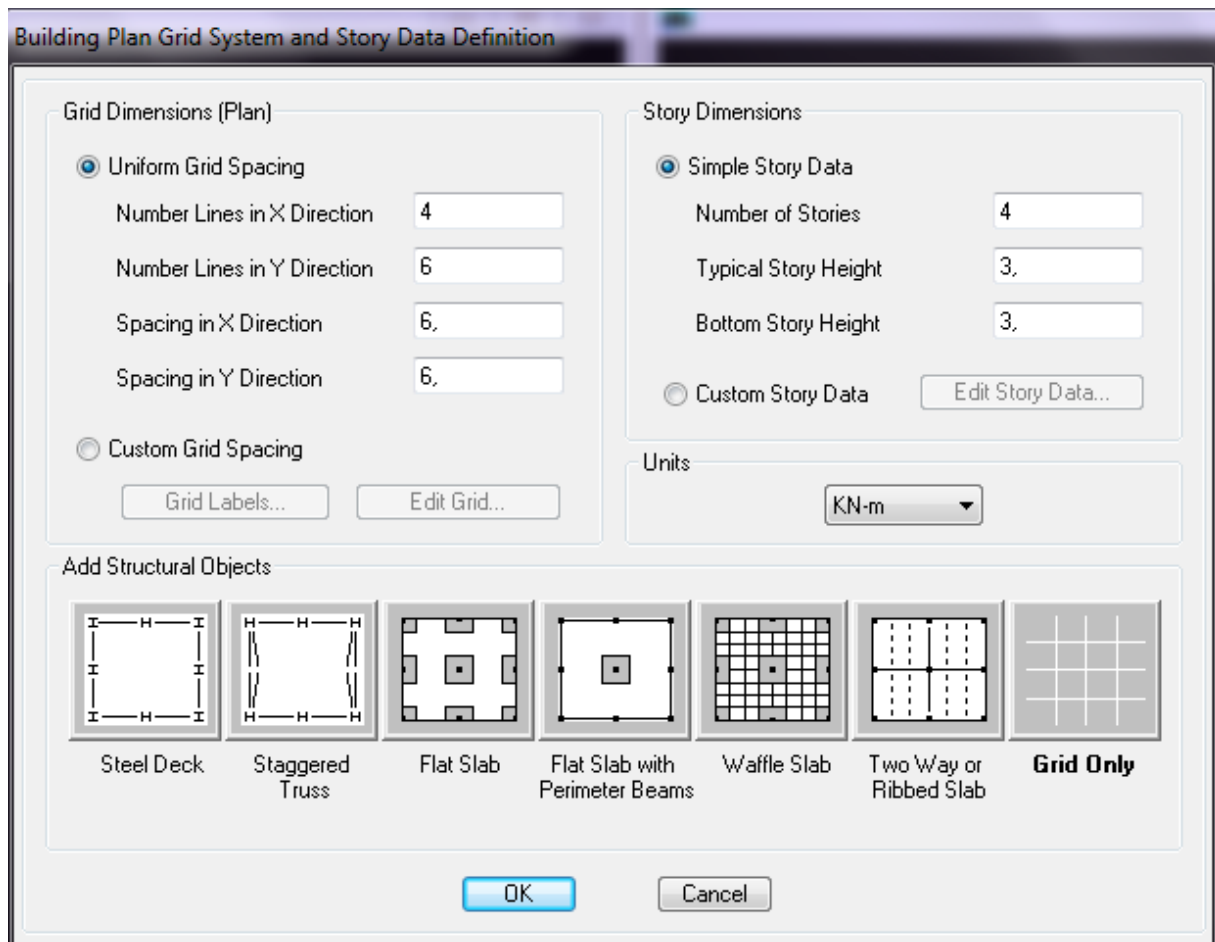
« **No** »: Utilisée pour créer un nouveau fichier vierge.

Cette opération permet d'introduire :

- Le nombre de ligne de construction suivant les deux directions X et Y.
- Le nombre de travées dans les deux sens X et Y.
- Les hauteurs des différents étages.
- Les longueurs des travées

➤ **Modification de la géométrie de base :**

Commençant par **Grid dimension (Plan)** :



En cliquons sur: **Uniform Grid Spacing**

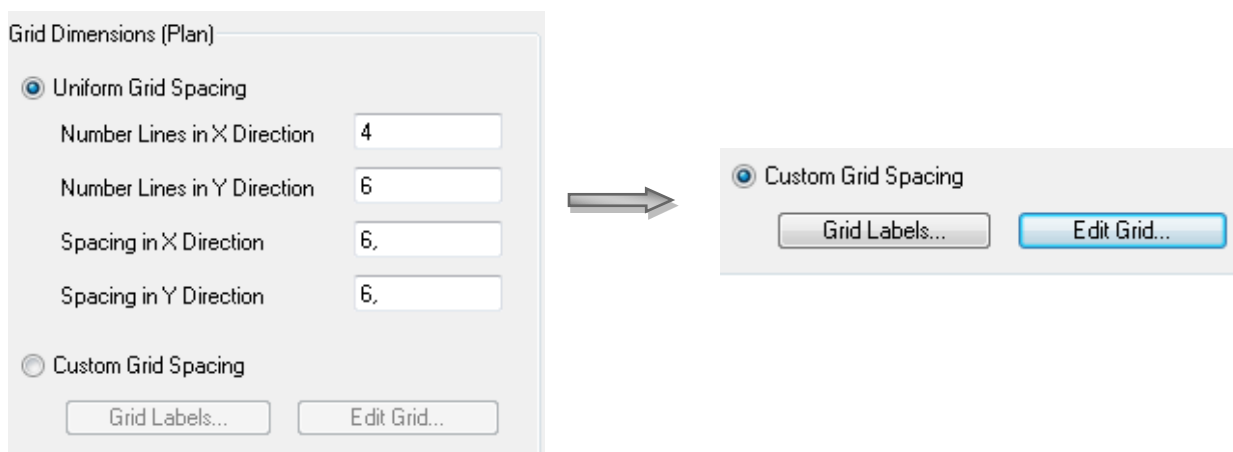
**Modification de la géométrie de base :**

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

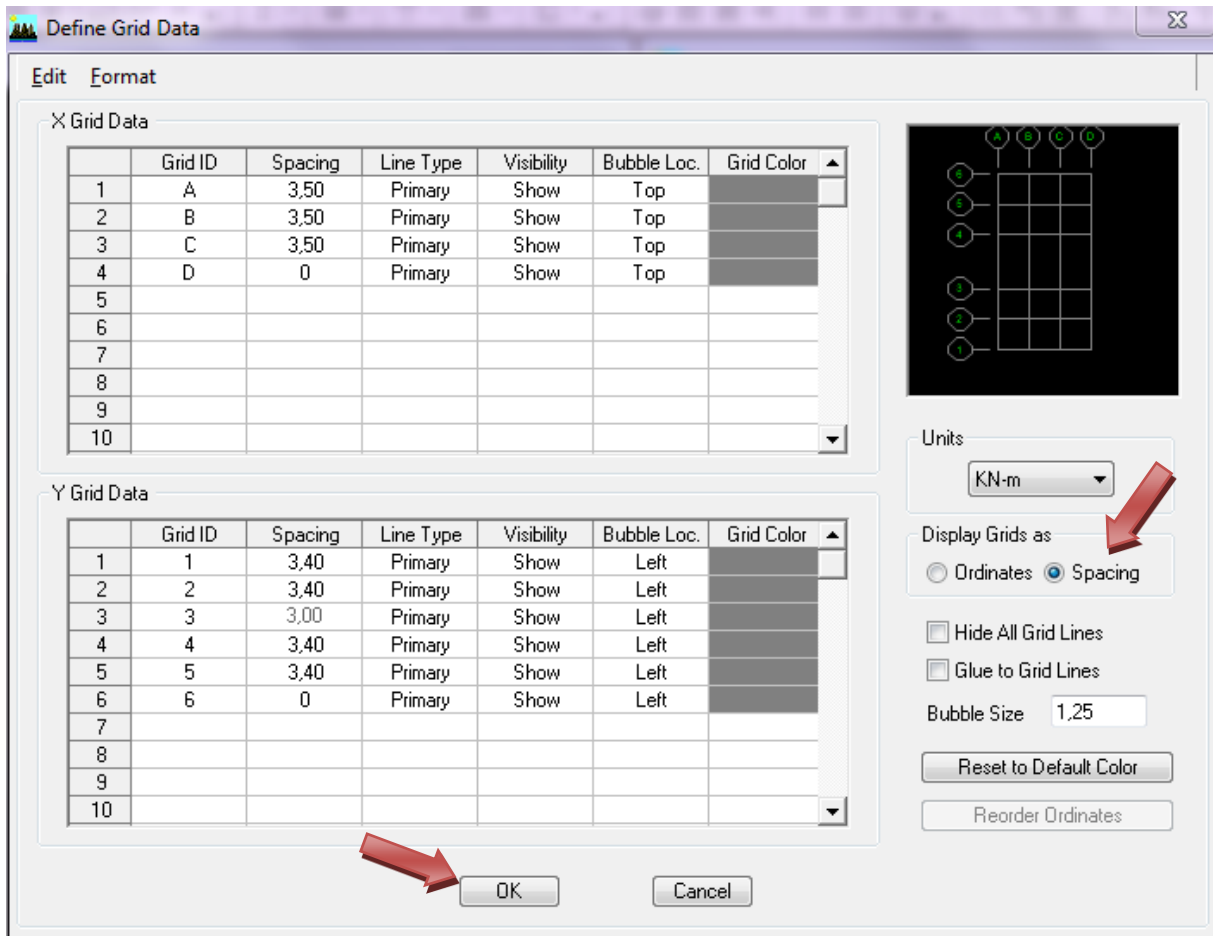
Nous cliquons sur **Custom Grid**  $\Rightarrow$  **Edit Grid**

**Nous introduisons**

- Le nombre des lignes dans la direction X (**Number lines in X direction**)
- Le nombre des lignes dans la direction Y (**Number lines in Y direction**)

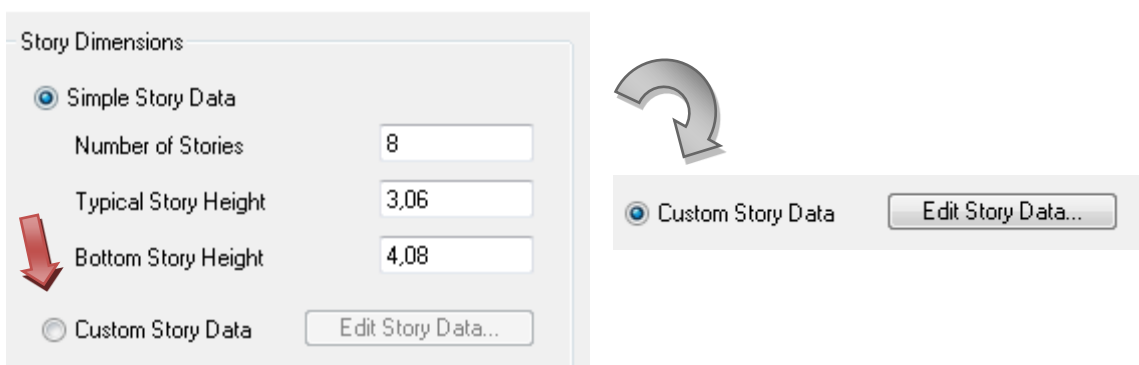


Dans la fenêtre ci-après, nous cliquons sur **Spacing** puis, nous introduisons les distances des trames suivant X-X et Y-Y et nous cliquons sur **OK**



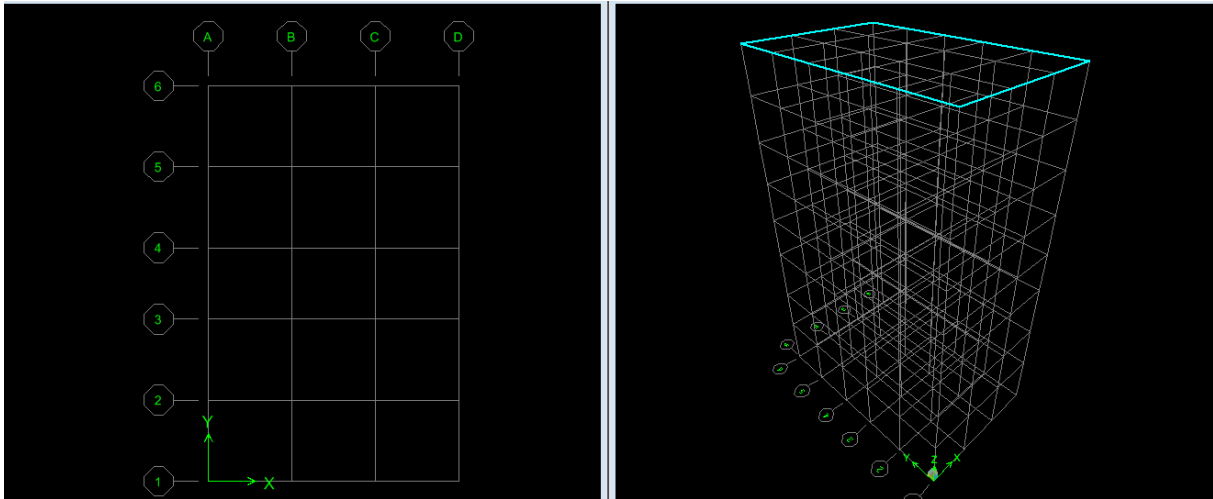
Pour les dimensions des étages:

On clique sur **:story dimensions** nous introduisons le nombre de planchers que nous avons (Number of stories), puis **Custom Story Data** → **Edit Story Data**.




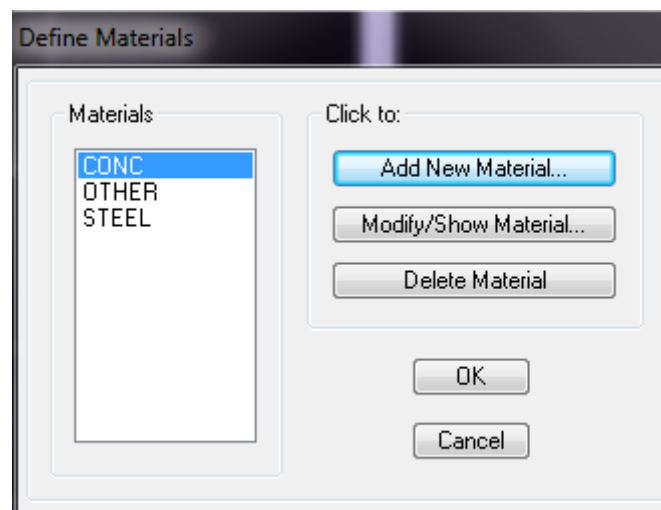
Nous introduisons les hauteurs des différents étages ; puis **OK**





### B. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux :

On clique sur **Define** puis **Matériel propriétés** on sélectionne le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material** ou bien on utilise le raccourci suivant : 



On apporte les modifications suivantes :

#### ✓ Le béton 25 :

Masse volumique béton : **2,5 KN/m<sup>3</sup>**

Poids volumique béton : **25 KN/m<sup>3</sup>**

Module de Young: **32164200 KN/m<sup>2</sup>**

Contrainte max du béton à la compression : **25000 KN/m<sup>2</sup>**

Contrainte max des aciers longitudinaux : **400000 KN/m<sup>2</sup>**

Contrainte max des aciers transversaux : **400000 KN/m<sup>2</sup>**

**Material Property Data**

**Material Name** BETON25

**Display Color**  
Color

**Type of Material**  
 Isotropic  Orthotropic

**Type of Design**  
Design Concrete

**Analysis Property Data**

Mass per unit Volume	2,5
Weight per unit Volume	25
Modulus of Elasticity	32164200
Poisson's Ratio	0,2
Coeff of Thermal Expansion	9,900E-06
Shear Modulus	10342136,8

**Design Property Data (ACI 318-99)**

Specified Conc Comp Strength, f'c	25000
Bending Reinf. Yield Stress, fy	400000
Shear Reinf. Yield Stress, fys	400000
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduc. Factor	

OK Cancel

✓ **Le matériau Other (autre) :**

Masse per unit volume (masse volumique béton) : 0 KN/m<sup>3</sup>

Weight per unit volume (Poids volumique béton) : 0 KN/m<sup>3</sup>

**Material Property Data**

**Material Name** PLANCHER

**Display Color**  
Color

**Type of Material**  
 Isotropic  Orthotropic

**Type of Design**  
Design Concrete

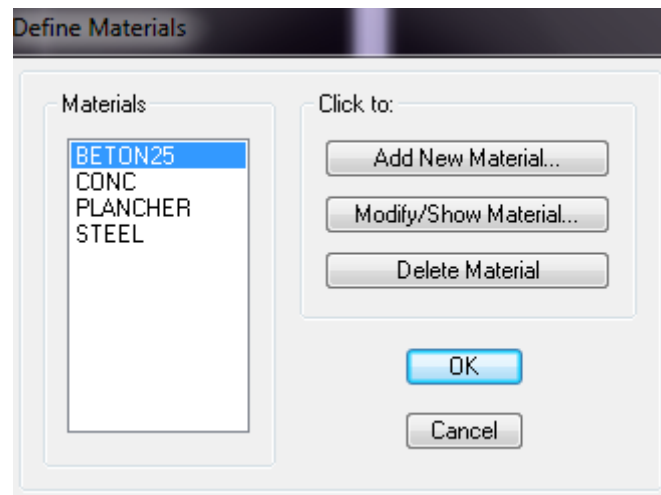
**Analysis Property Data**

Mass per unit Volume	0
Weight per unit Volume	0
Modulus of Elasticity	32164200,
Poisson's Ratio	0,2
Coeff of Thermal Expansion	9,900E-06
Shear Modulus	13401750,

**Design Property Data (ACI 318-99)**

Specified Conc Comp Strength, f'c	25000,
Bending Reinf. Yield Stress, fy	400000,
Shear Reinf. Yield Stress, fys	400000,
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduc. Factor	

OK Cancel



### C. Spécification des propriétés géométriques des éléments :

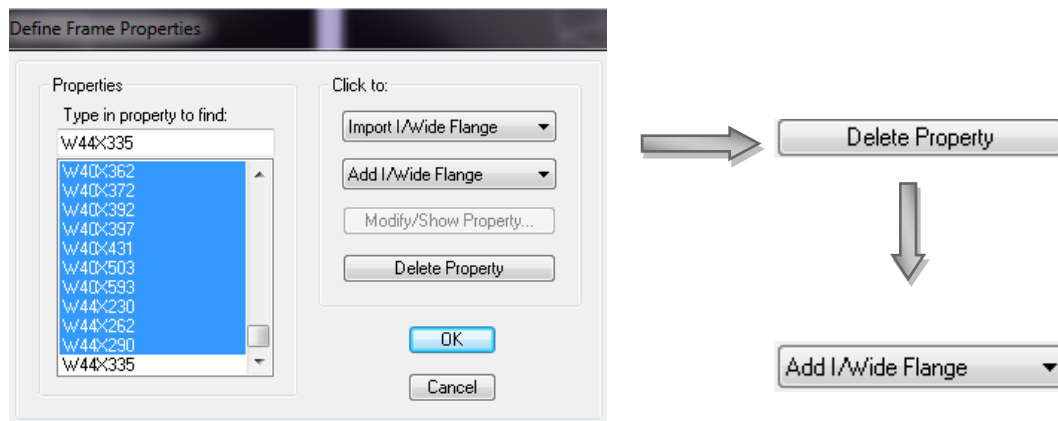
La troisième étape consiste à créer les éléments de la structure puis leur affecter leurs propriétés géométriques.

#### Poutres, Poteaux :

Nous commençons par les poutres (PP ; PS ; PCH ; PPL) ensuite les poteaux (Pot 45x45 ; Pot40x40 ; Pot35x35).

Nous procédons comme suit :

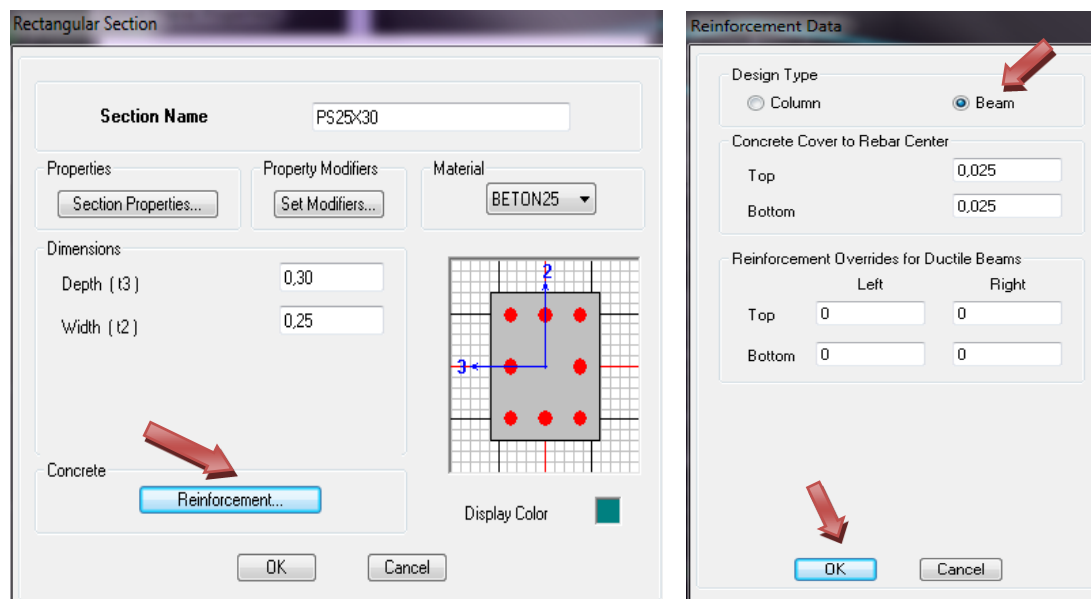
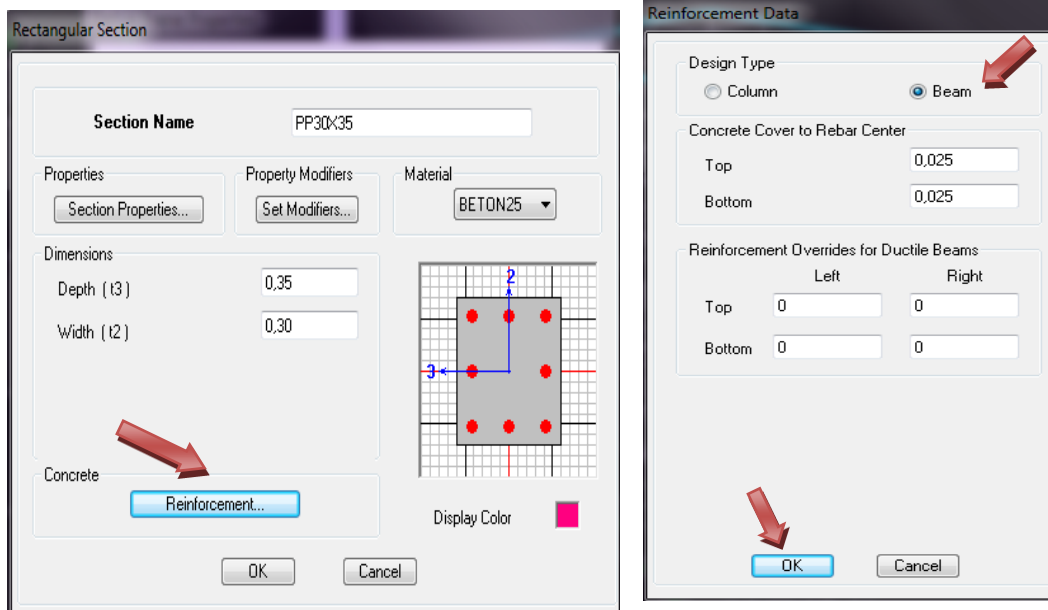
**Define Frame sections**  $\Rightarrow$  **Delet property**  $\Rightarrow$  **Add /Wide Flange**  $\Rightarrow$  **Add Rectongular**



On définit toutes les poutres et tous les poteaux (PP ; PS ;PCH ;PPL ;POT)

Nous introduisons les dimensions de l'élément :

Puis on clique sur : **Reinforcement** → **Beam** → **Ok**

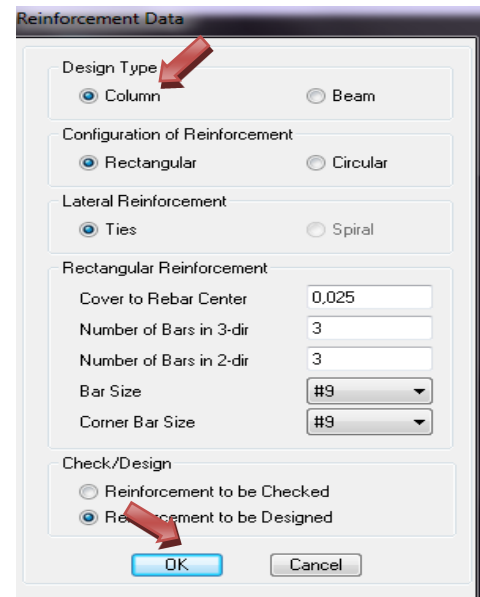
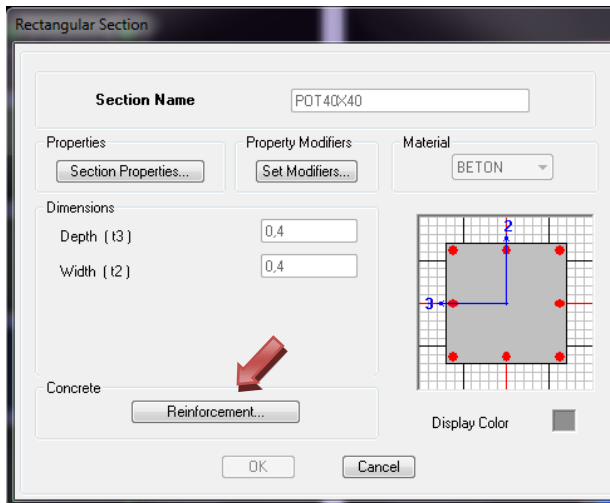


Avec les mêmes étapes on définit la poutre palière et la poutre de chaînage.

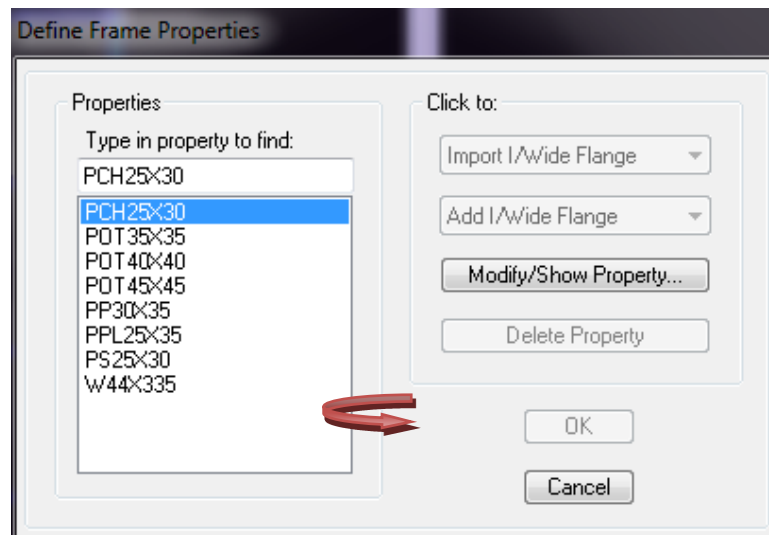
Pour les poteaux :

La procédure est la même pour les poteaux, nous devons seulement modifier le paramètre **Beam** et faire la sélection sur **Column**.

Puis on clique sur : **Reinforcement** → **Column** → **Ok**



Pour avoir enfin toutes les sections rectangulaires :



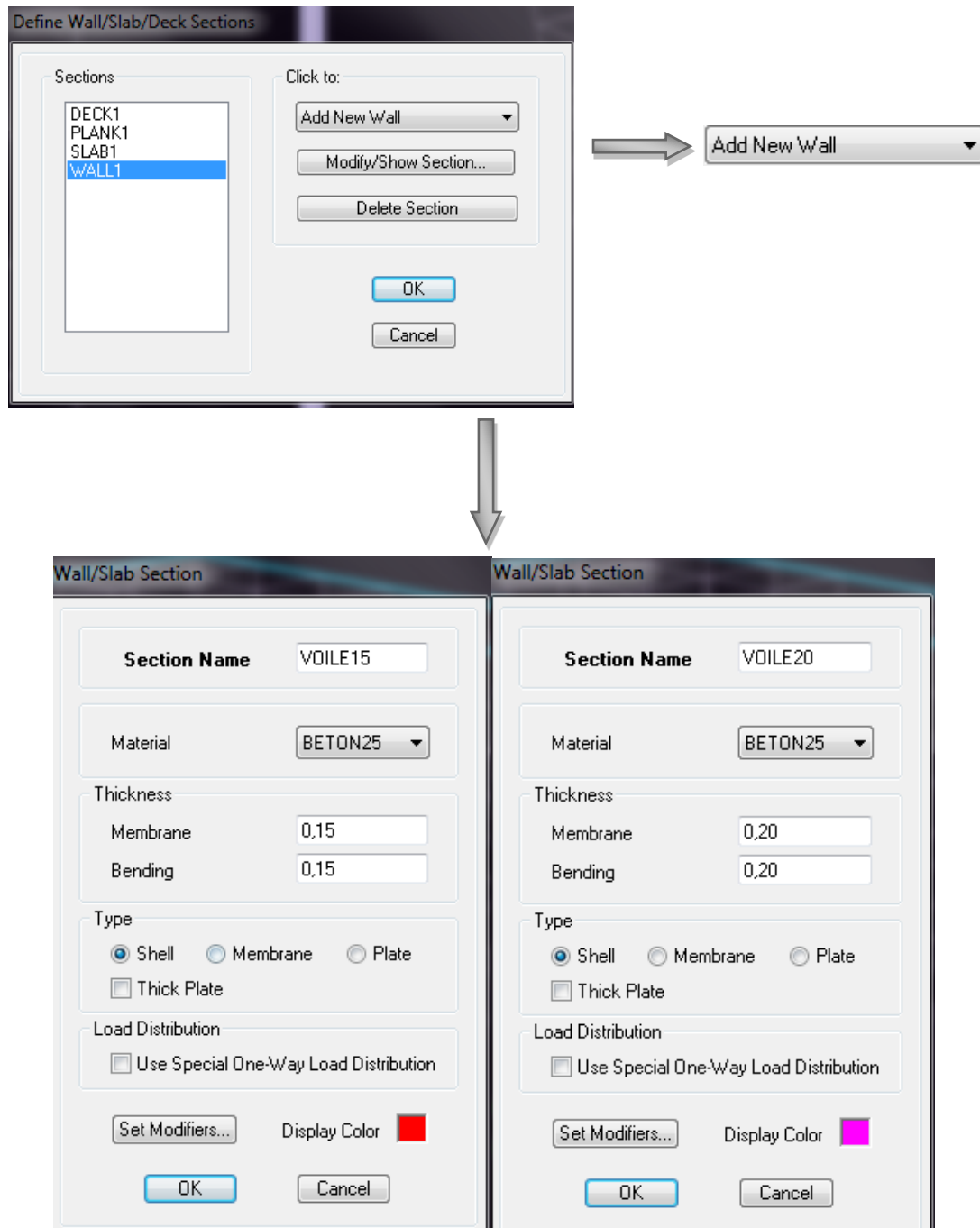
Après avoir fini la définition des éléments barres (poteaux, poutres), on passe aux éléments planchers, et voiles

### Voiles et Planchers :

Pour les voiles : on a 2 types

Nous procédons comme suit :

**Define**  $\Rightarrow$  wall/slab/deck sections  $\Rightarrow$  Add new wall (Voile).

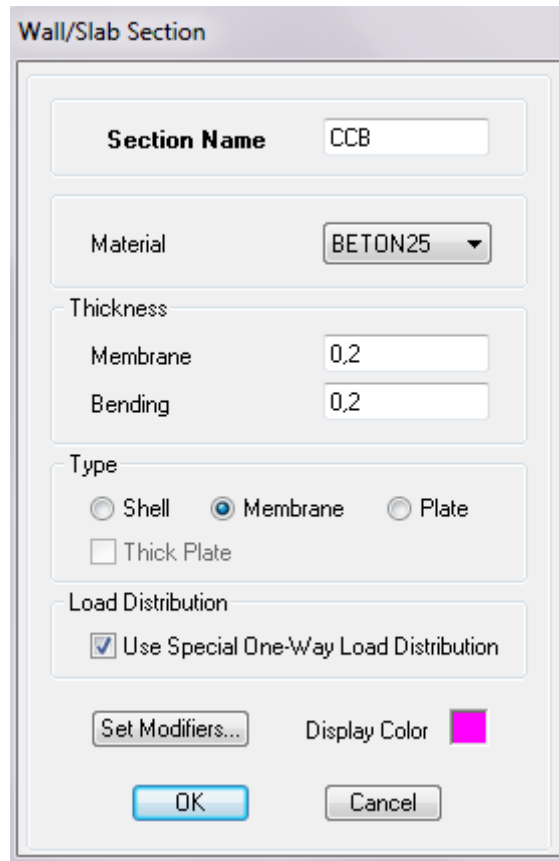


Pour les planchers :

Dans notre cas **les planchers, les balcons et les porte à faux** sont considérés comme des corps creux

Nous procédons comme suit:

**Define**  $\Rightarrow$  **wall/slab/deck sections**  $\Rightarrow$  **Add new Slab (plancher).**



**Wall/Slab Section**

**Section Name** CCB

**Material** BETON25

**Thickness**

Membrane 0,2

Bending 0,2

**Type**

Shell  Membrane  Plate

Thick Plate

**Load Distribution**

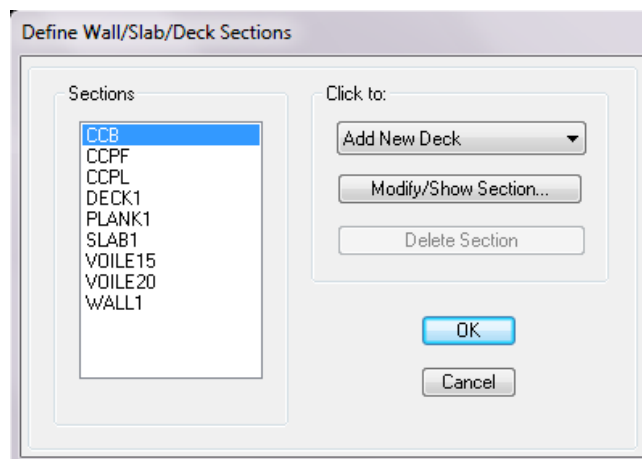
Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color ■

OK Cancel

Les mêmes étapes pour les planchers et les porte à faux.

A la fin on aura :



**Define Wall/Slab/Deck Sections**

**Sections**

- CCB
- CCPF
- CCPL
- DECK1
- PLANK1
- SLAB1
- VOILE15
- VOILE20
- WALL1

**Click to:**

Add New Deck

Modify/Show Section...

Delete Section

OK

Cancel

#### D. Analyse modales :

- **Charge sismique(E) :**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

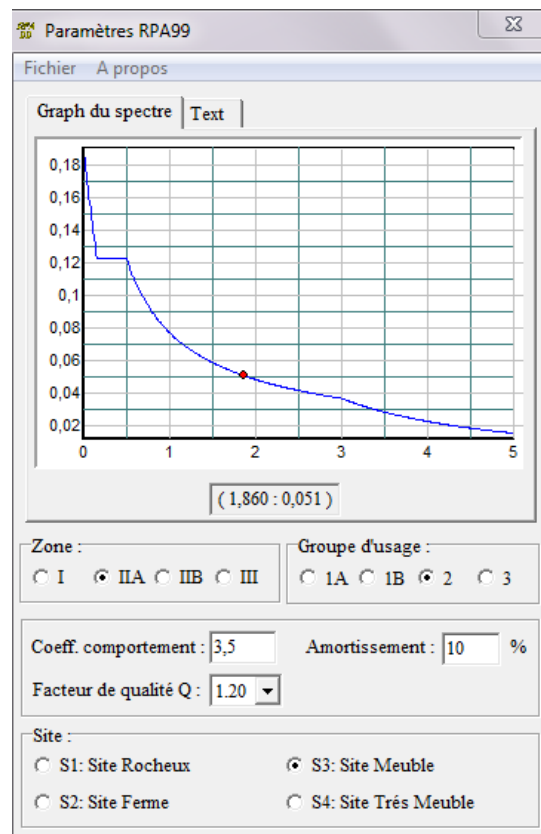
Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération ( $S_a/g$ ) pour un système à un degré de liberté ou mis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres  $T$ .

#### Données à introduire dans le logiciel :

- La zone : **IIa**
- Le groupe d'usage : **2** (bâtiments à usage d'habitations).
- Le coefficient de comportement  $R$  : contreventer par voiles porteurs ( $R = 3.5$ ).
- Site : **S3** (site meuble)
- Facteur de qualité ( $Q$ ): toutes les conditions ont été vérifiées donc :

$$Q=1+\sum Pq=1+0.2 \quad Q=1.2$$

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur sauvegarde fichier format ETABS.

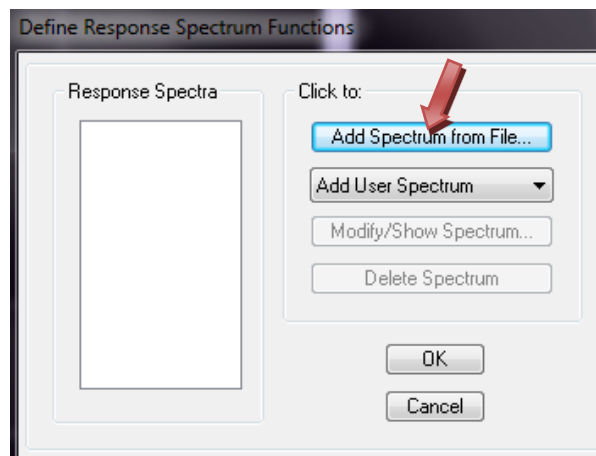


Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

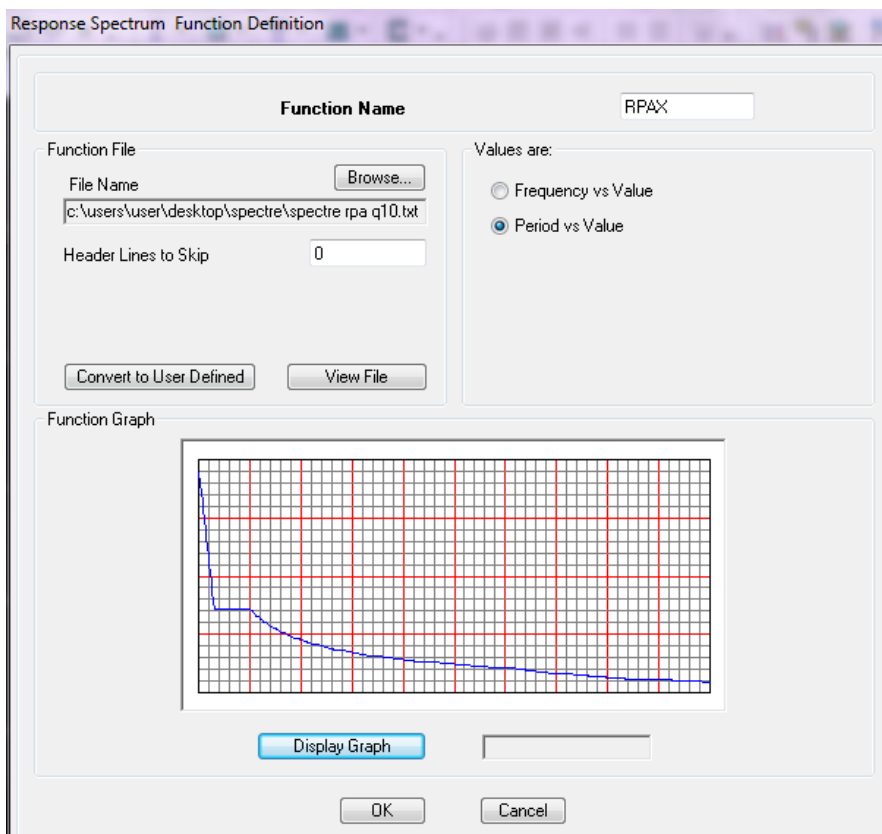
**Define**  $\Rightarrow$  **Response Spectrum function**  $\Rightarrow$  **Add Spectrum from file**

**Function Name** (nom du spectre) : **RPA**.

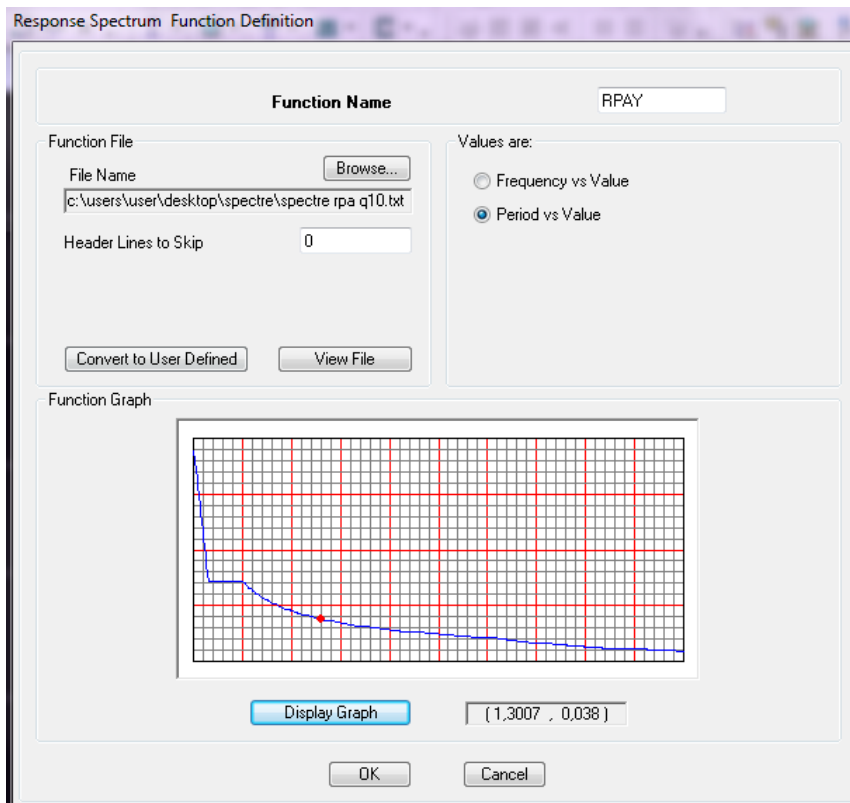
On clique sur **OK** pour valider.



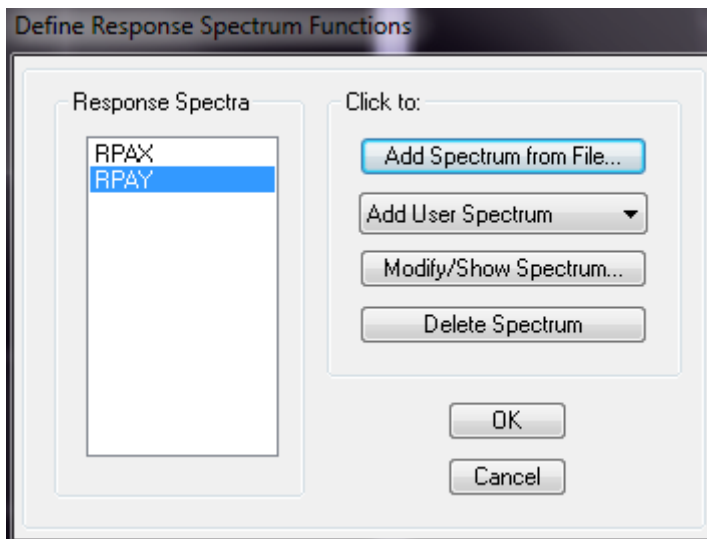
**Le sens X :**



**Le sens Y**



**On aura :**



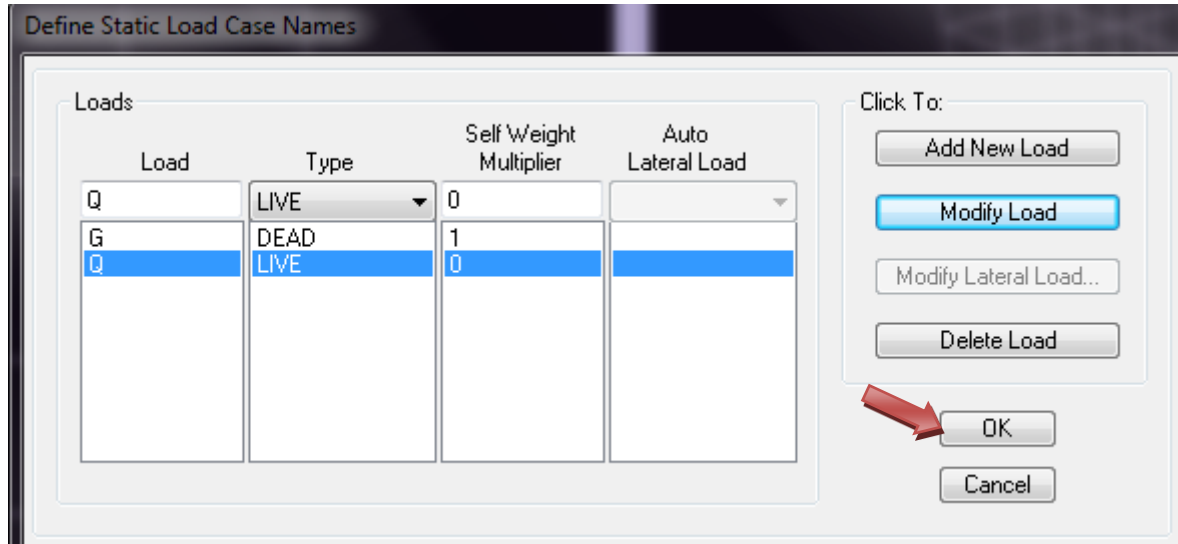
**E. Définition des charges statiques (G, Q) :**

La structure est soumise à des charges permanentes (**G**), et a des charges d'exploitation (**Q**), pour les définir on clique sur : **Define**  $\Rightarrow$  **Static Load Cases**.

- **Charges permanentes**

{	Load (Nom de la charge) : G
	Type $\Rightarrow$ DEAD (permanente).
	Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : <b>1</b>

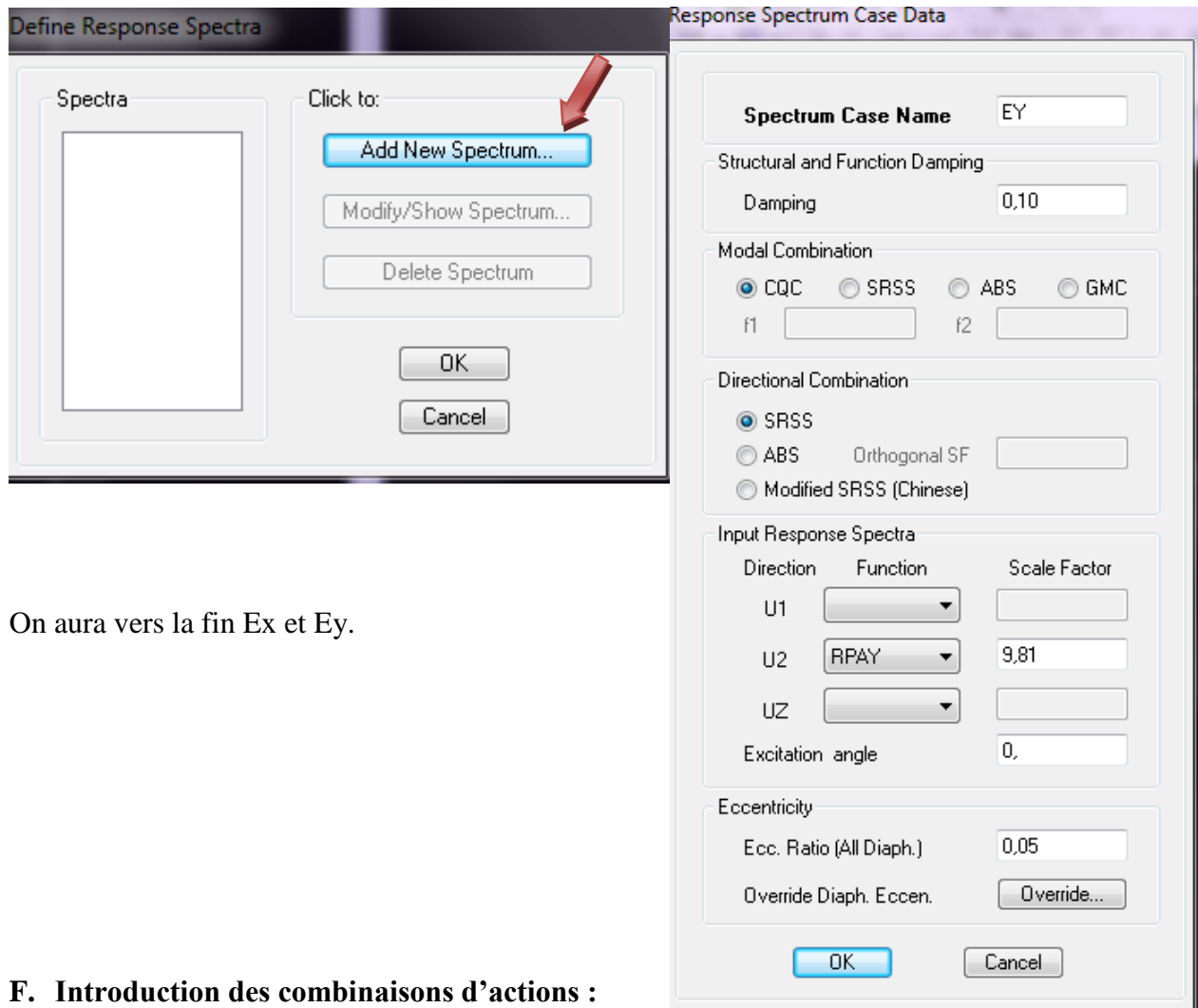
- **Surcharges d'exploitation**
  - Load (Nom de la charge) : Q
  - Type  $\Rightarrow$  LIVE (exploitation).
  - Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 0



- **Définition les directions sismique EX et EY :**

Une fois que le spectre est défini et introduit, nous définissons la charge sismique E comme suit:

**Define  $\Rightarrow$  Response spectrum cases  $\Rightarrow$  Add New Spectrum.**



On aura vers la fin Ex et Ey.

## F. Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Combinaisons courantes :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

✚ Combinaisons courantes :

ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

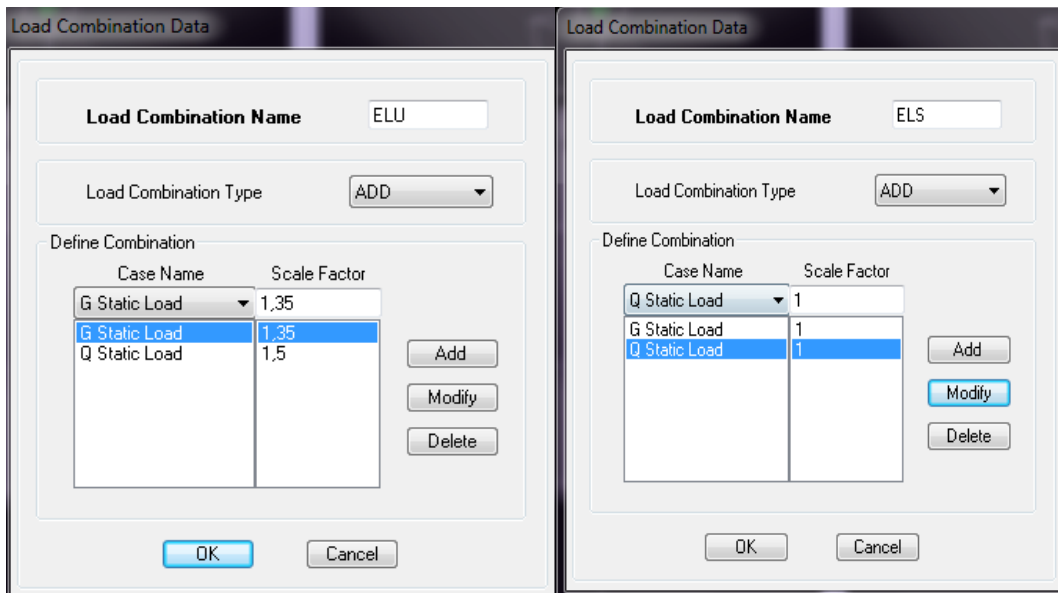
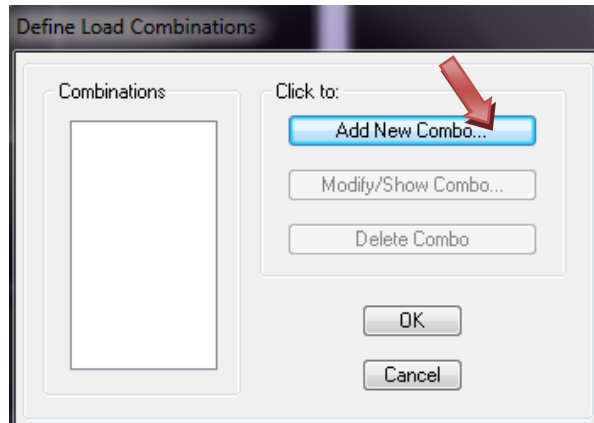
POID : G+1,2Q

✚ Combinaisons accidentelles du RPA :

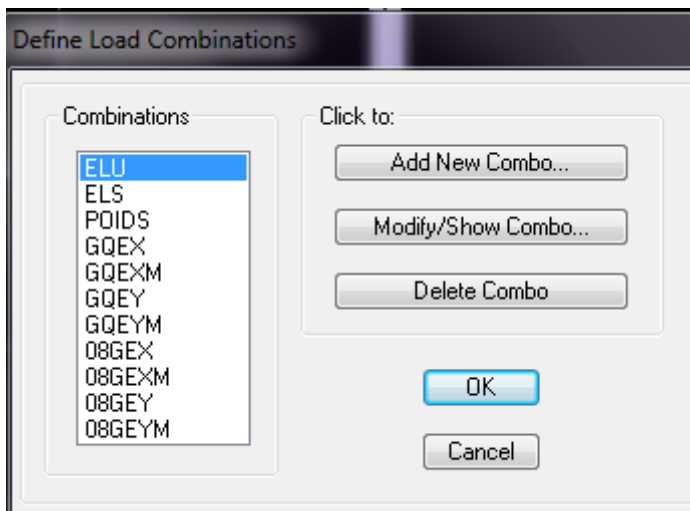
GQE: G+Q+E

08GE:0.8G±E

**Define** ⇒ **Load Combinations** ⇒ **Add New Combo**



On aura à la fin toutes les combinaisons :



**Définir la masse source :**

La masse source est la masse revenant à chaque plancher ; dont la valeur est égale à :

$$W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta Q_{\text{plancher}}$$

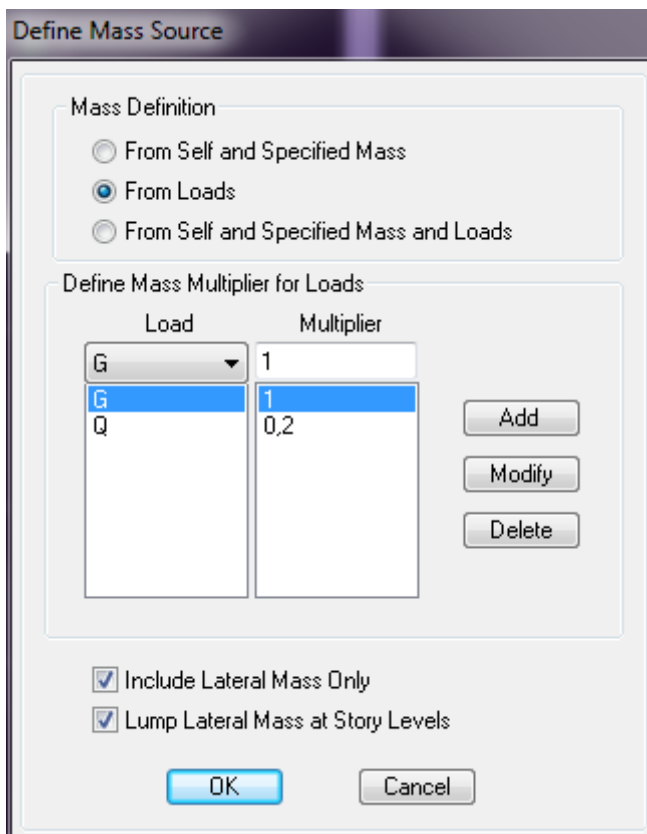
$\beta$  : Coefficient de pondération, d'après le RPA  $\rightarrow \beta=0.2$

L'instruction à suivre :

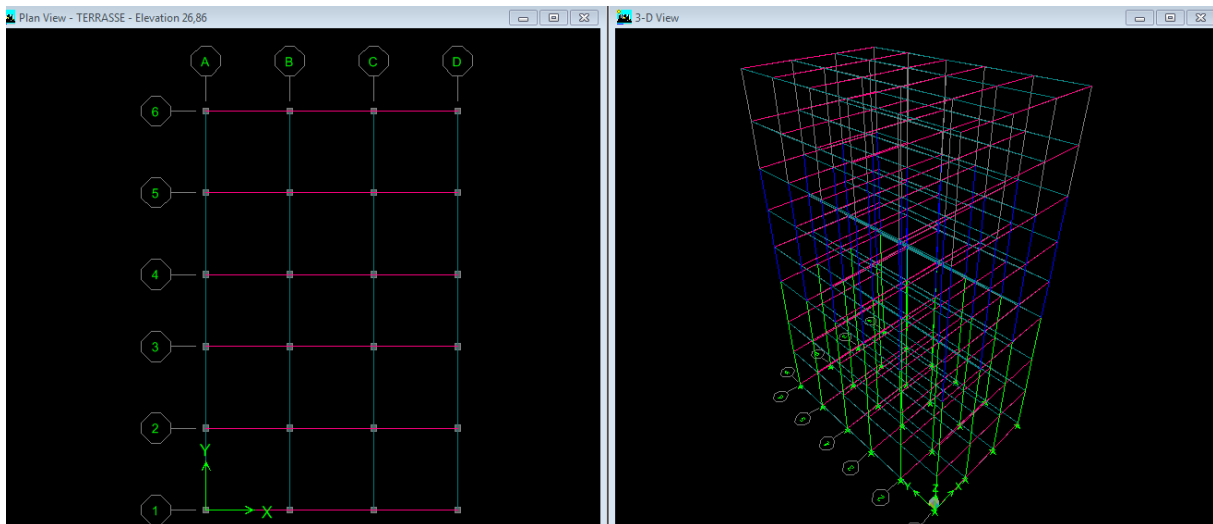
**Define**  $\Rightarrow$  **masse source** ou bien on clique sur cette icône 

On donne la valeur **1** pour la charge permanente **G**.

On donne la valeur **0,2** pour la charge d'exploitation **Q**



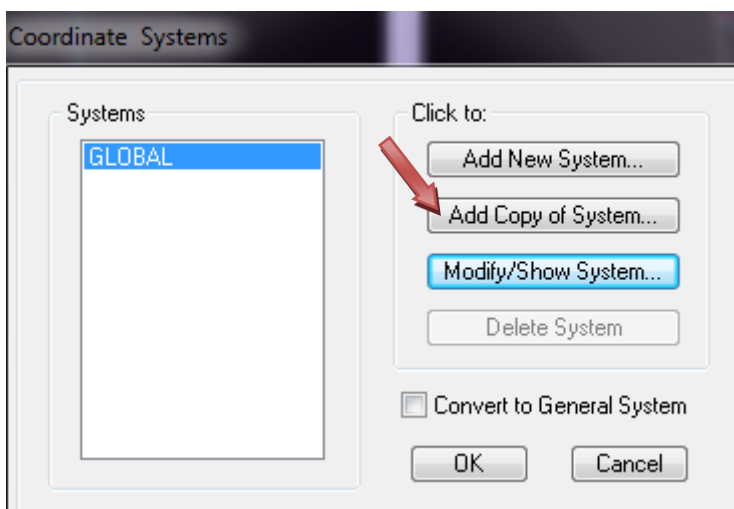
Après avoir dessiné tous les éléments on aura notre plan :

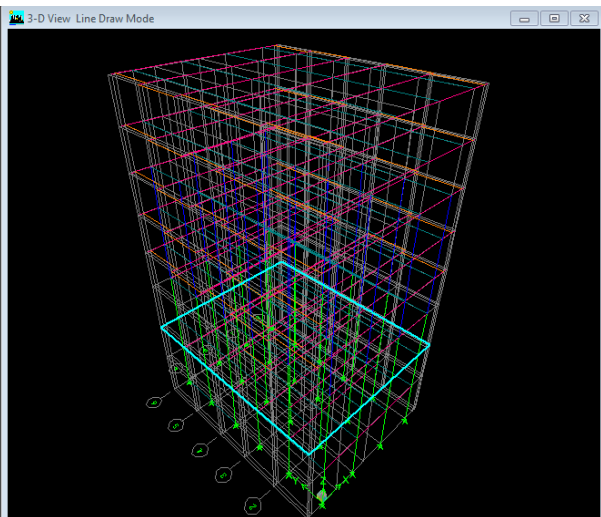
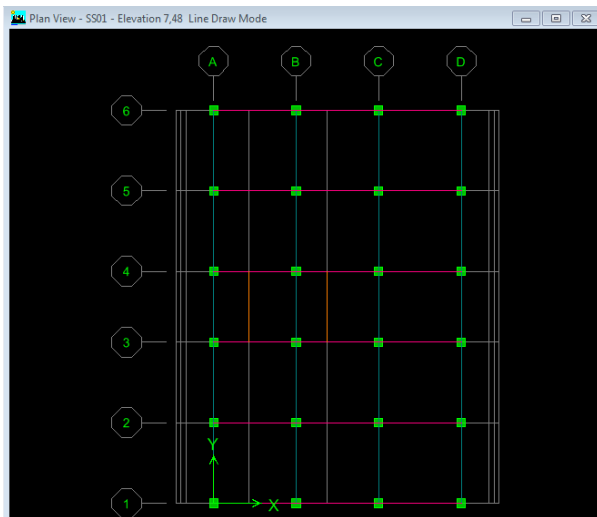
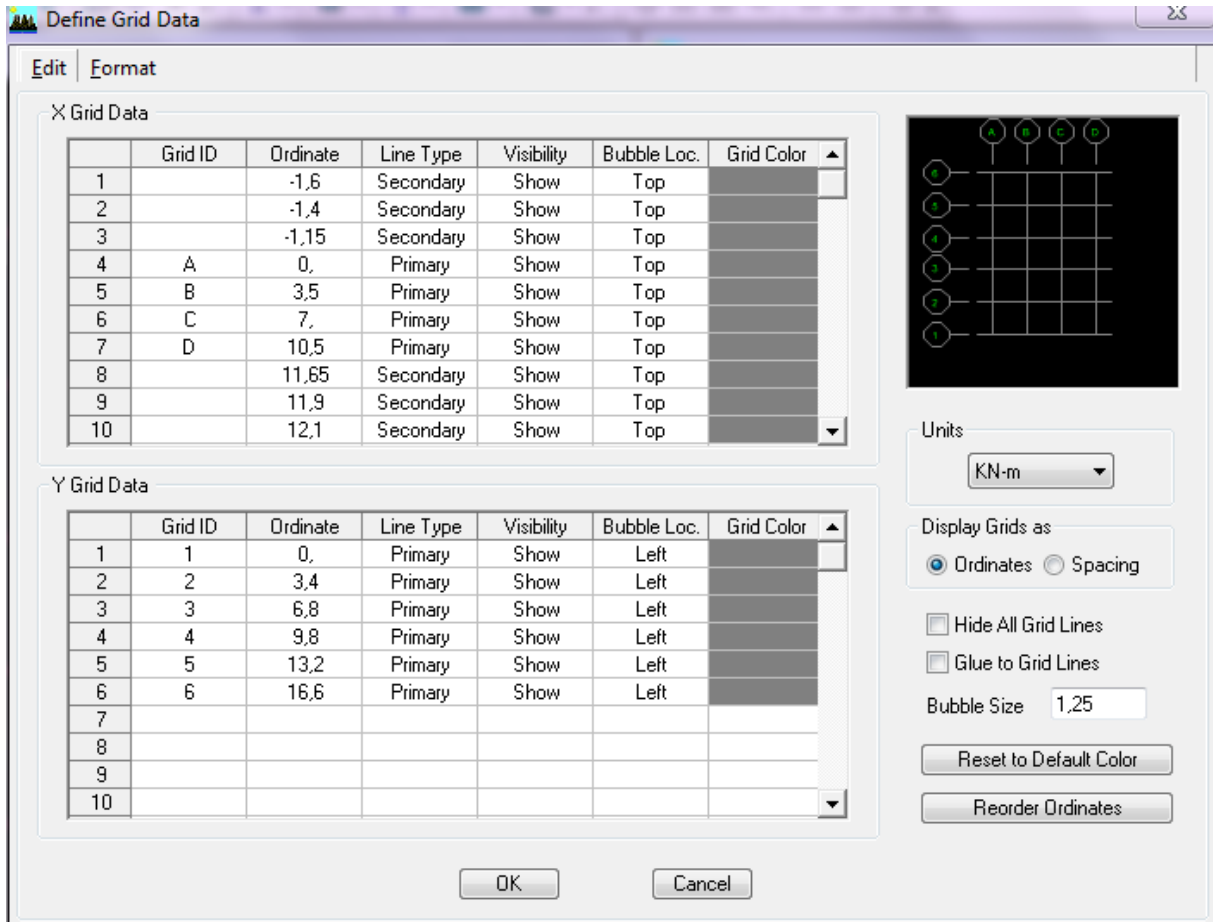


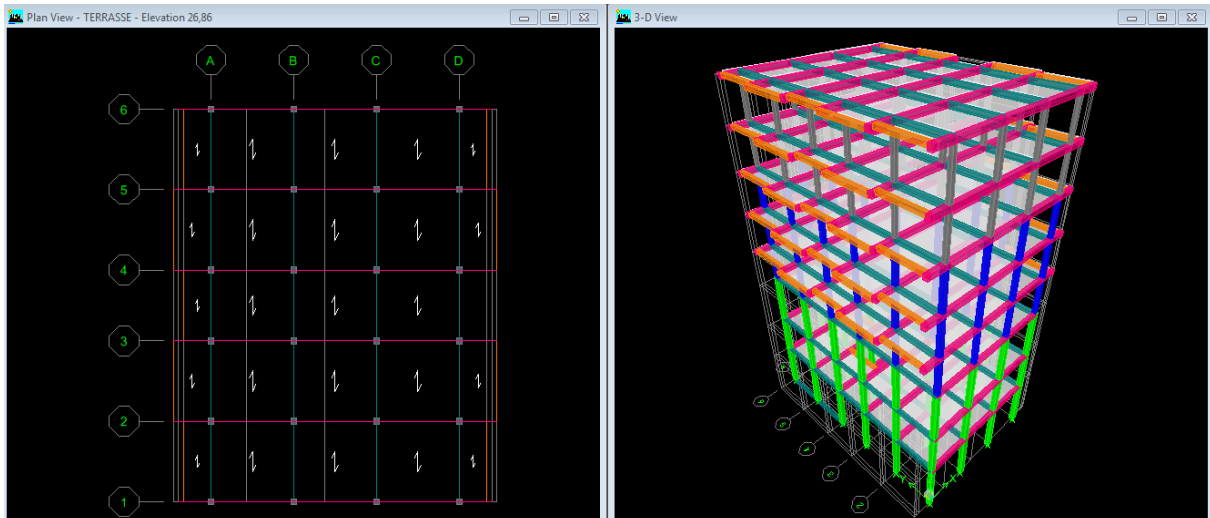
On ajoute les lignes secondaires pour avoir dessiné les poutres de chaînage et les poutres palières :

On clique sur:

**Edit** ➡ **Edit Grid Data** ➡ **Modify/Show System**







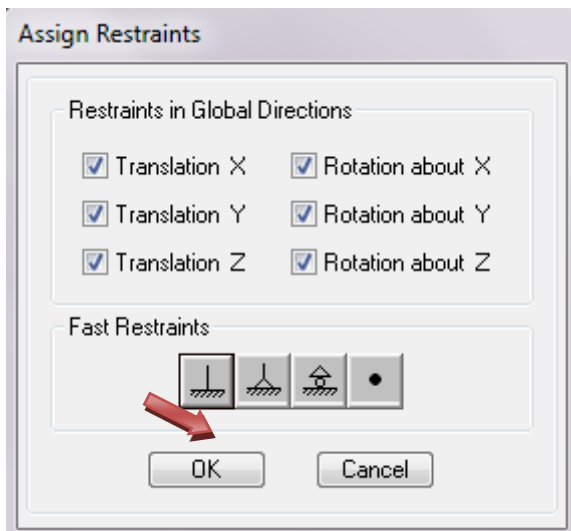
### G. Spécification des conditions aux limites :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

- **Appuis :**

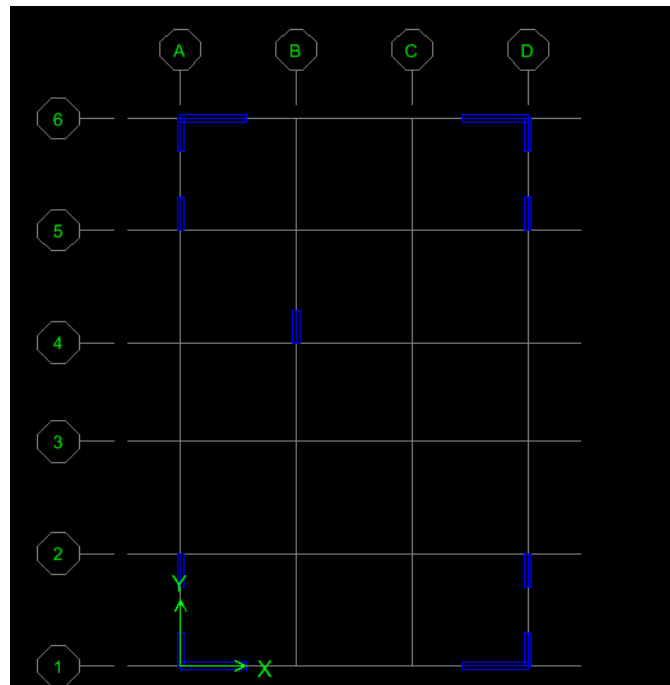
Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds de la Base puis on clique sur :

**Assign**  $\Rightarrow$  **Joint/point**  $\Rightarrow$  **Restraints**



Passons à la disposition des voiles pour chaque étage :

Type of Area	Pier
Property	VOILE15
Plan Offset Normal	0,
Auto Pier/Spandrel IDs?	Yes
Drawing Control	Fixed Length <L>
Fixed Length	1

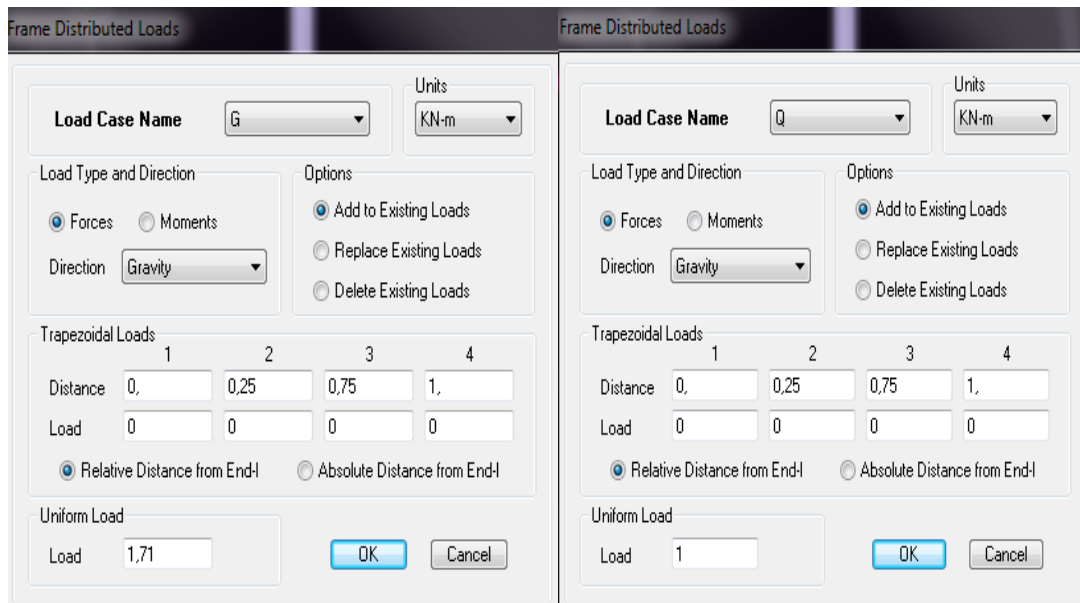
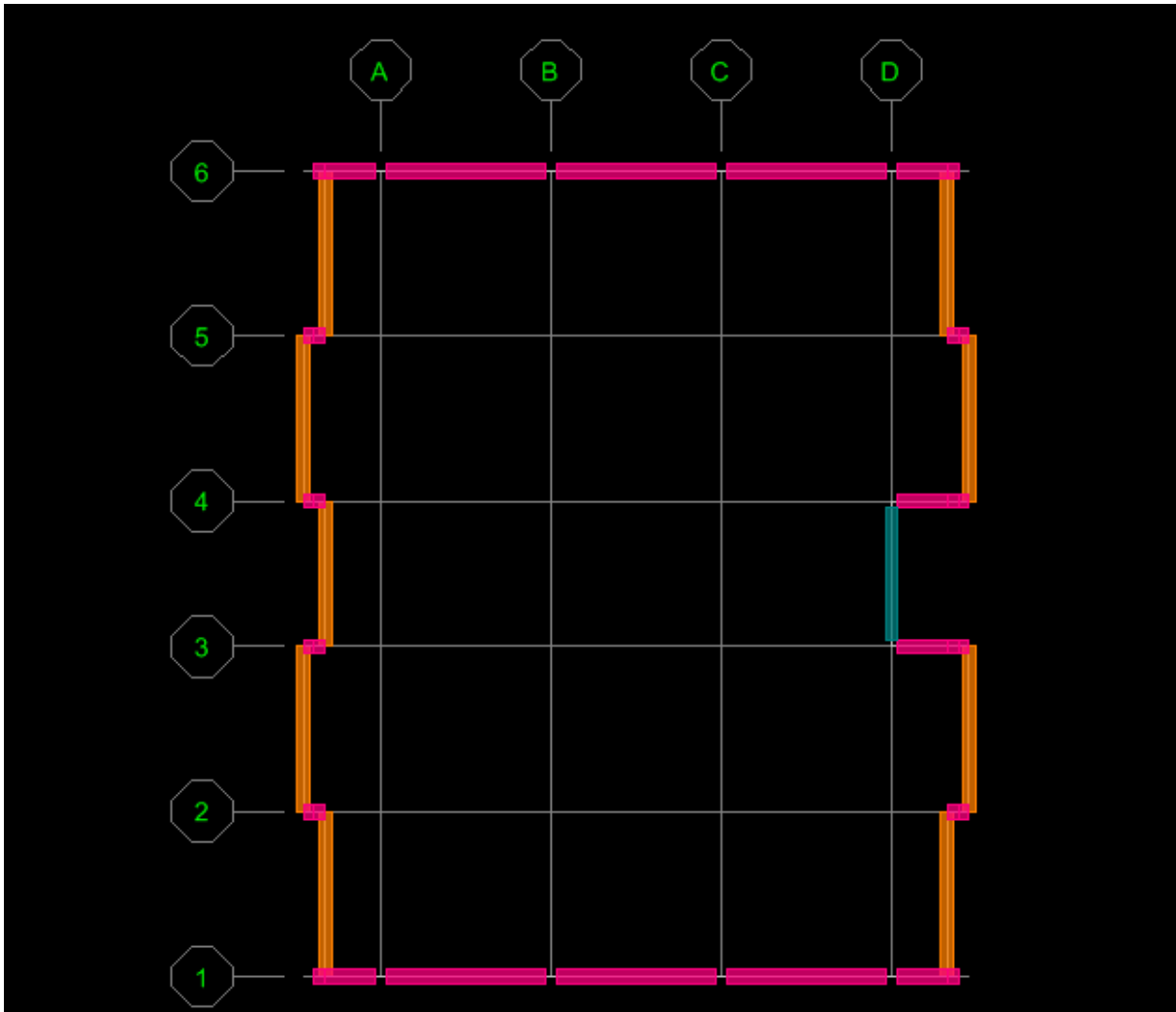


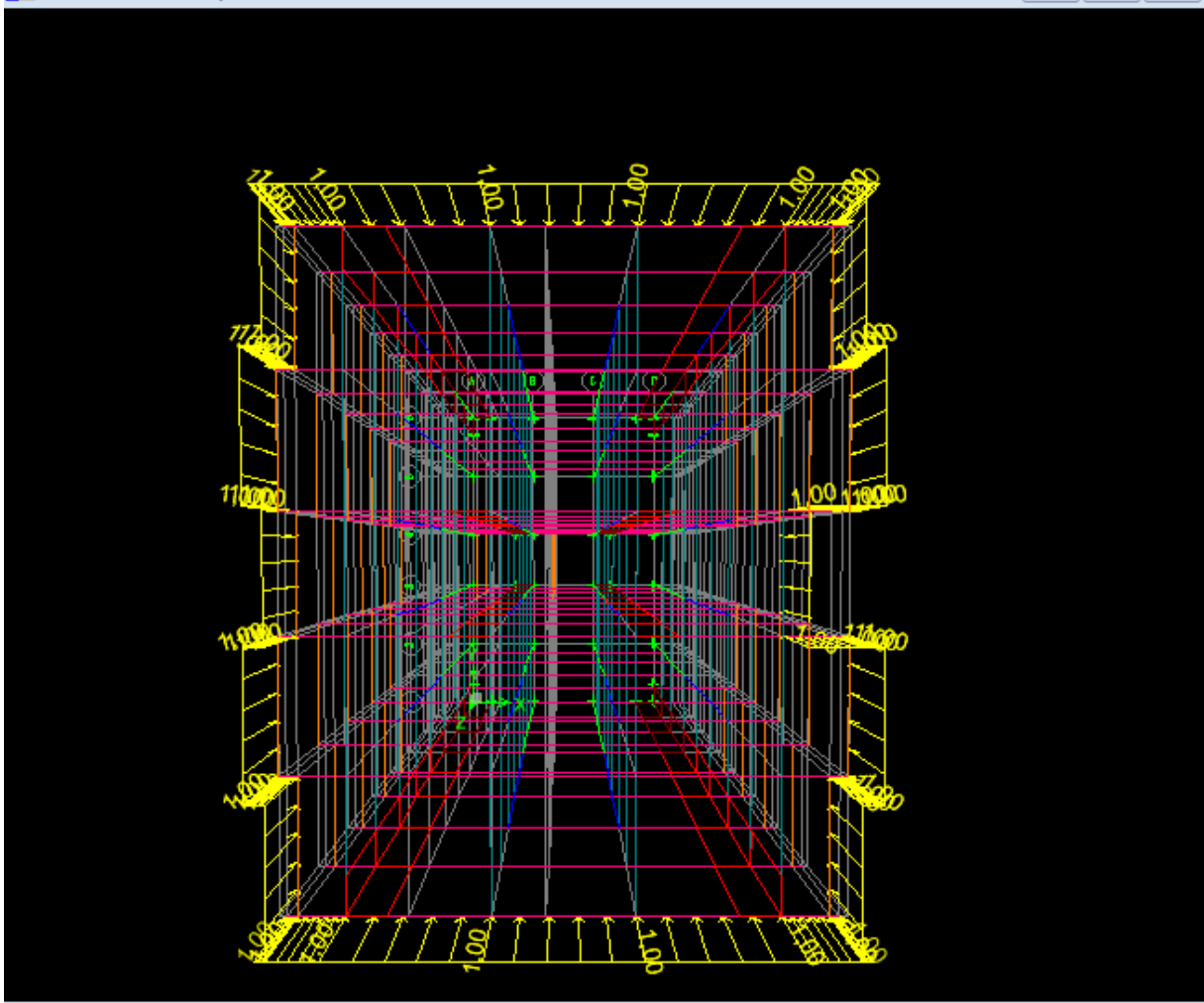
- **Chargement de l'acrotère :**

Une fois sélectionner l'acrotère , on clique sur :

**Assing**  $\Rightarrow$  **Frame/Line Loads**  $\Rightarrow$  **Distributed**

ou bien on clique sur  puis : on mets les charges



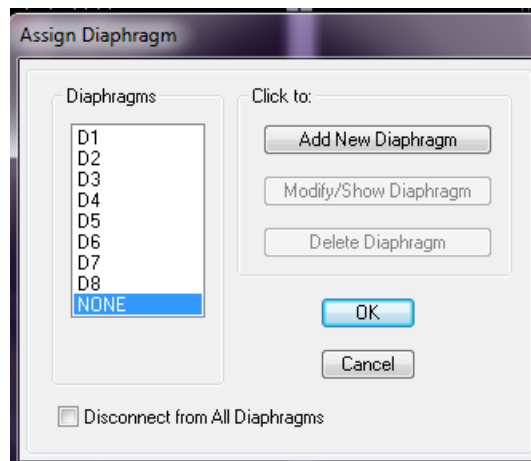


- **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les noeuds d'un même plancher à leurs noeuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les noeuds du premier plancher puis on clique sur :

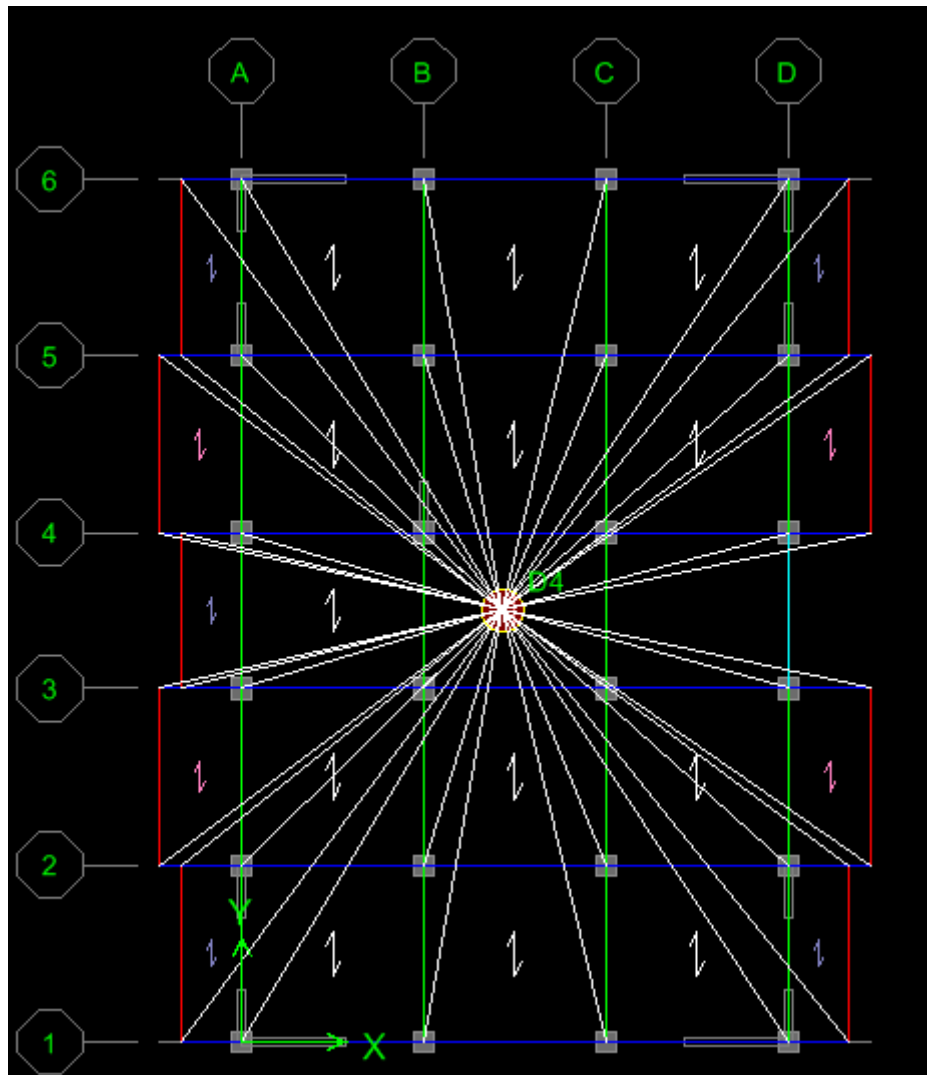
**Assign**  $\Rightarrow$  **Joint/Point**  $\Rightarrow$  **Diaphragm**  $\Rightarrow$  **Add New**



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers qu'on va appeler DA2 et ainsi de suite pour tous les autres planchers

Dans notre structure, nous avons huit planchers ce qui nous donne huit diaphragmes

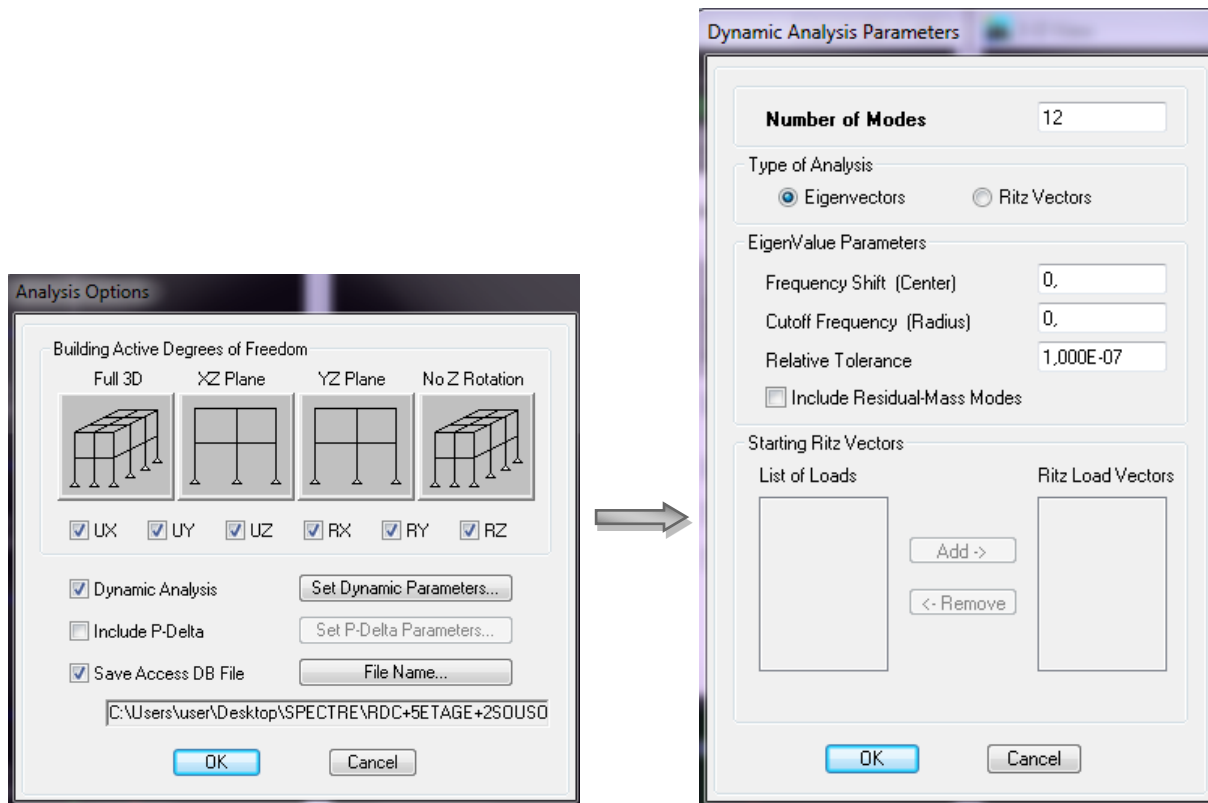


#### H. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats :

Analyze  $\Rightarrow$  Set analyz Options  $\Rightarrow$  Dynamic Analysis  $\Rightarrow$  Set Dynamic parameter.

On spécifie le nombre de modes à prendre en considération là où c'est écrit **Number of**

**Modes**  $\Rightarrow$  OK  $\Rightarrow$  Analysis option



### ✚ Lancement de l'analyse

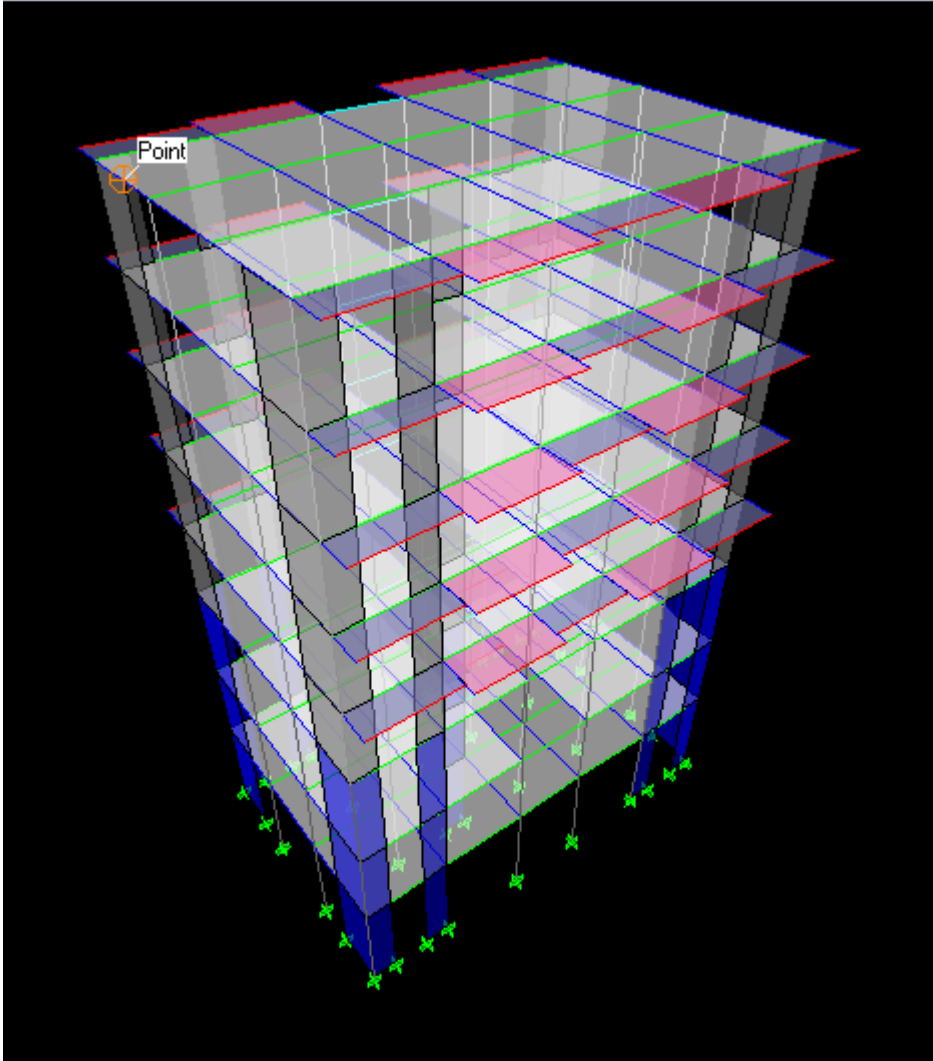
Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet :

**Analyze**  **Run Analysis.**

Remarque:

La visualisation des résultats de l'analyse seront dans le chapitre suivant (chapitre vérification RPA).

Vue en 3D :



# ***CHAPITRE V***

## ***Vérification des conditions du RPA***

## Introduction :

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA version 2003 qui sont :

1. Vérification de la participation de la masse modale
2. Vérification de la période
3. Justification du système de contreventement
4. Vérification des déplacements relatifs
5. Vérification du déplacement maximal de la structure
6. Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure
7. Vérification de l'effort normal réduit
8. Vérification de l'excentricité
9. Vérification de l'effet du 2<sup>ème</sup> ordre (l'effet  $p-\Delta$ )

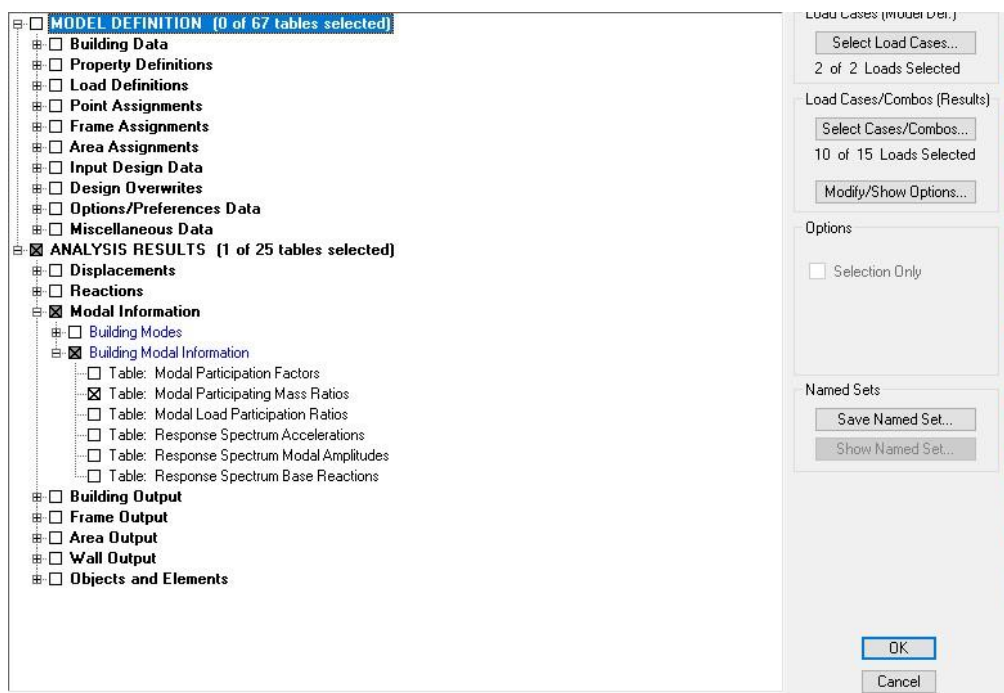
### IV.1. Vérification de la participation de la masse modale :

Après l'exécution des étapes suivantes on aura la période maximale donnée par logiciel ETABS égale à 0.829325s

**Display**  $\Rightarrow$  **show tables**  $\Rightarrow$  **ANALYSIS RESULTS**  $\Rightarrow$  **building Modal information**

$\Rightarrow$  **Modal Participating Mass Ratios**

On aura la fenêtre représentée sur la page suivante :



**Figure V.1 Affichage des informations modales**

Les résultats seront affichés comme suit :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	SumUZ	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0.848681	0.0942	78.106	0.0942	78.106	0	0.0262	99.4287	0.1278	0.0262
2	0.749508	75.4947	0.1117	75.5889	78.2177	0	0.0129	99.5602	99.2986	0.0391
3	0.550189	0.018	0.0666	75.6069	78.2843	0	75.4411	99.6131	99.3198	75.4802
4	0.239575	0.0201	10.4876	75.627	88.7719	0	0.1033	99.6302	99.3231	75.5835
5	0.196897	12.5815	0.0098	88.2084	88.7817	0	0.004	99.6303	99.6383	75.5876
6	0.144044	0.0019	0.0208	88.2103	88.8025	0	12.7271	99.6307	99.6383	88.3147
7	0.114204	0.0019	5.0394	88.2122	93.8419	0	0.0293	99.9081	99.6384	88.344
8	0.086759	5.8543	0.0015	94.0665	93.8434	0	0.0007	99.9081	99.902	88.3446
9	0.069639	0.0008	3.0269	94.0673	96.8703	0	0.0237	99.951	99.902	88.3683
10	0.063418	0.0004	0.0046	94.0677	96.8749	0	5.7498	99.951	99.9021	94.1181
11	0.052365	3.2372	0.0001	97.3049	96.875	0	0.0002	99.951	99.9646	94.1184
12	0.043934	0.0001	1.2611	97.3051	98.1361	0	0.0002	99.9779	99.9646	94.1185

**Tableau V.1 La période et des masses participantes**

- **Le premier mode de vibration est :** une translation suivant l'axe Y-Y ; il mobilise **75.49%** de la masse > **50%**
- **Le deuxième mode de vibration est :** une translation suivant l'axe X-X ; il mobilise **78.10%** de la masse > **50%**
- **Le troisième mode de vibration est :** une rotation suivant l'axe Z-Z ; il mobilise **75.44%** de la masse > **50%**
- **Nombre de modes propre :** **(Article 4.3, 4 RPA99 version 2003)**

Le nombre de modes propres à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que la somme des masses modales retenues soit égales au moins à 90% de la masse totale de la structure.

Dans notre cas le nombre de mode à retenir est : **8 modes**

8<sup>ème</sup> mode → Sens X-X : 94.06% > 90% **⇒ Condition Vérifiée.**

Sens Y-Y : 93.84 % > 90% **⇒ Condition Vérifiée.**

#### **IV. 2. Vérification de la période fondamentale « T » : [Art 4.2.4 RPA 99/2003]**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :  $T = C_T (h_N)^{3/4}$

**Avec :**

$h_N$  : La hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau  $n$

$$h_N = 26,86\text{m}$$

$C_T$  : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le **tableau 4.6 du RPA 99 version 2003**

$$C_T = 0,05$$

$$\text{Donc : } T_{RPA} = 0,05 \times (26,86)^{3/4} \implies T_{RPA} = 0,589 \text{ sec}$$

Après avoir calculé la période empirique  $T_{RPA}$  il aura lieu de la majorer de 30% :

$$T_{maj} = T_{RPA} + 0,3 T_{RPA}$$

$$T_{maj} = 0,589 + 0,176 \quad \text{D'où : } T_{maj} = 0,765 \text{ sec}$$

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur "D" est déterminée à partir du tableau suivant :

	Condition sur T	Période choisie
1 <sup>er</sup> cas	T analytique < T empirique	T = T empirique
2 <sup>ème</sup> cas	T empirique < T analytique < 1,3T empirique	T = T analytique
3 <sup>ème</sup> cas	1,3 T empirique < T analytique	T = 1,3 T empirique

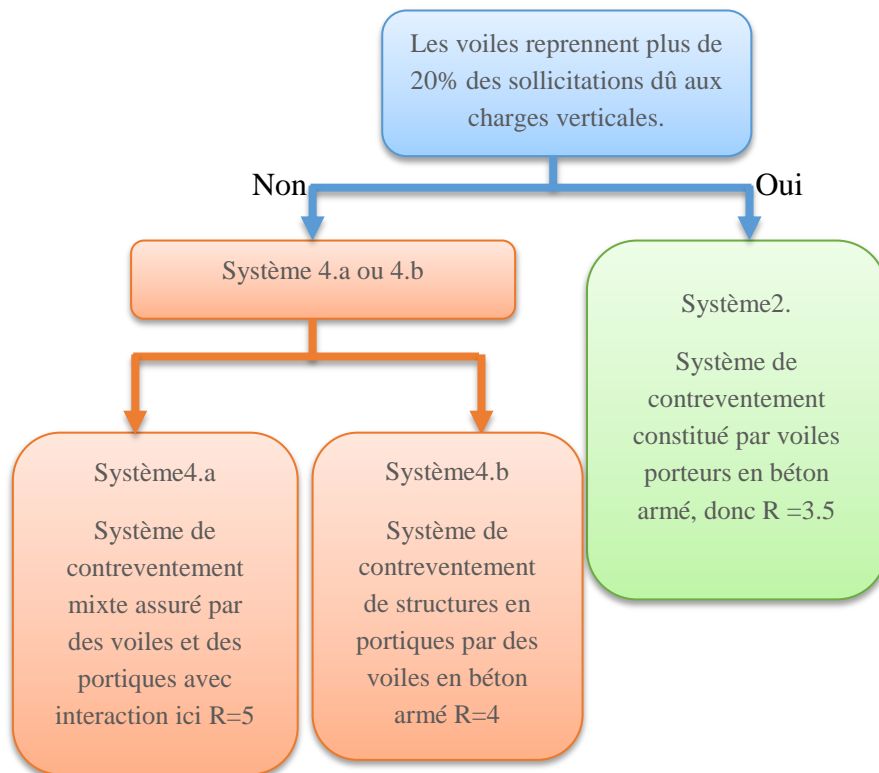
On remarque que :  $T = 1,3 \times 0,589 = 0,765 \text{ sec} < T_{empirique} = 0,84 \text{ sec} \implies 3^{\text{ème}} \text{ cas}$   
**vérifiée**

donc la période à prendre pour le calcul de facteur d'amplification dynamique est :

$$T = 1,3 \times T_{empirique} \implies T = 0,76\text{s}$$

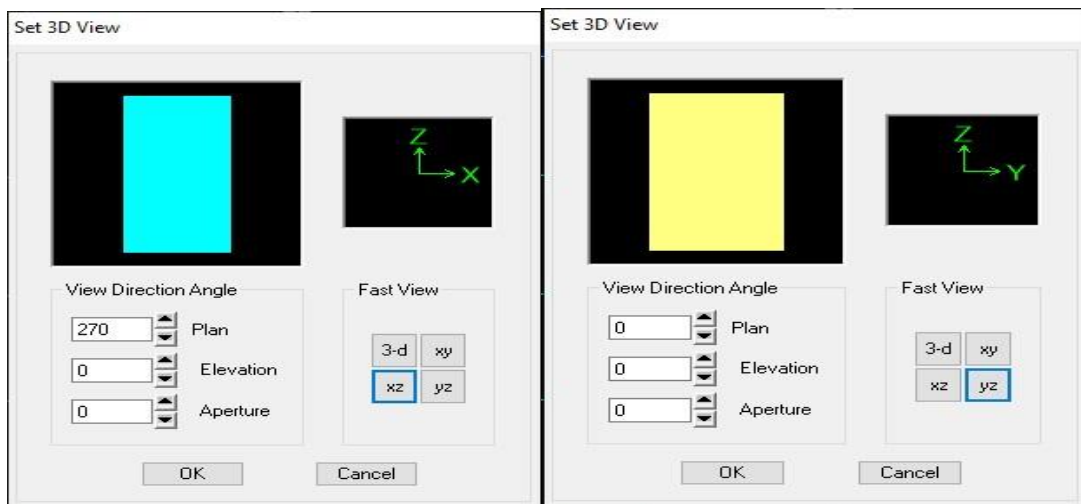
### IV. 3. Justification du système de contreventement :

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.



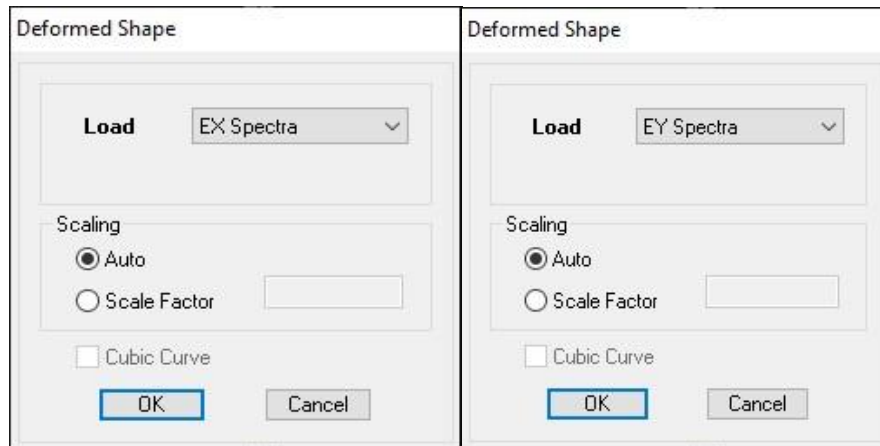
Pour déterminer les charges verticales et horizontales repris par les voiles dans ETABS on suit les étapes suivantes :

**View**  $\Rightarrow$  **Set 3D view**



**Figure V.2**

**Display**  $\Rightarrow$  **show Deformed shape**  $\Rightarrow$  **Load: ELU**



**Figure V.3 Affichage des déformées suivant x et y**

En suite :

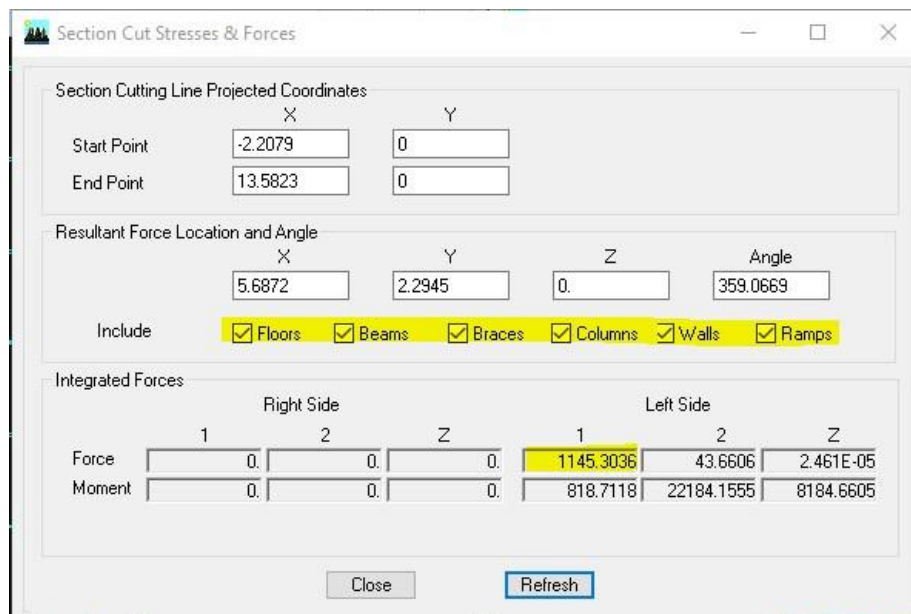
**Draw**  $\Rightarrow$  **Draw section cut**

On dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base comme suit et on obtient cette fenêtre :

➤ **Les charges horizontales :**

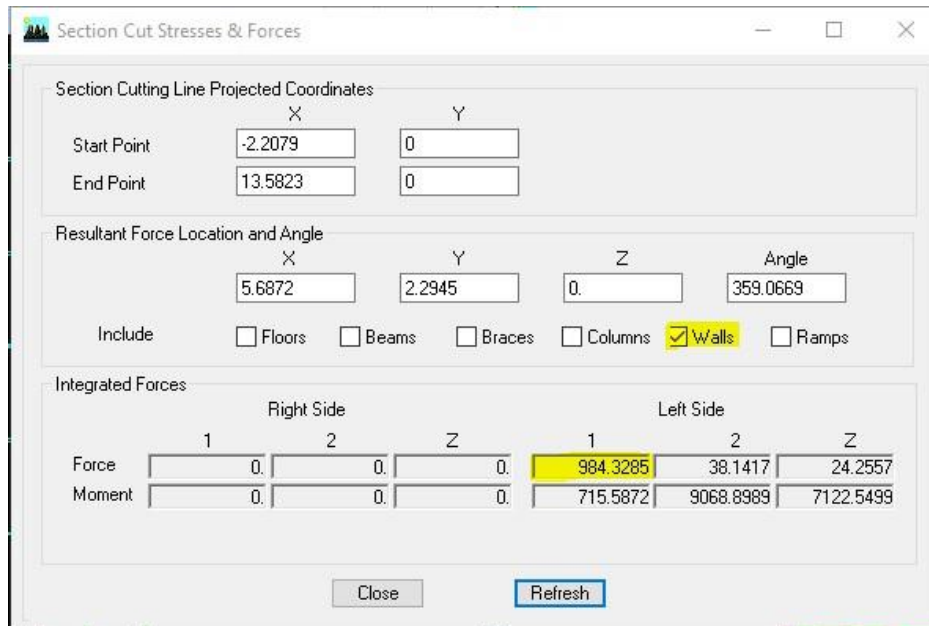
✚ **Sens X-X :**

On clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (Force-1) c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois



**Figure V.4 Les forces horizontales reprises par tous les éléments suivant x-x**

Puis on décroche les cases **Floors, Beams, Braces, Columns, Ramps**, et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :



**Figure V.5 Les forces horizontales reprises par les voiles seulement suivant x-x**

On a : 1145,76  $\longrightarrow$  100%

984,32  $\longrightarrow$  X

X : étant le % des efforts repris par les voiles

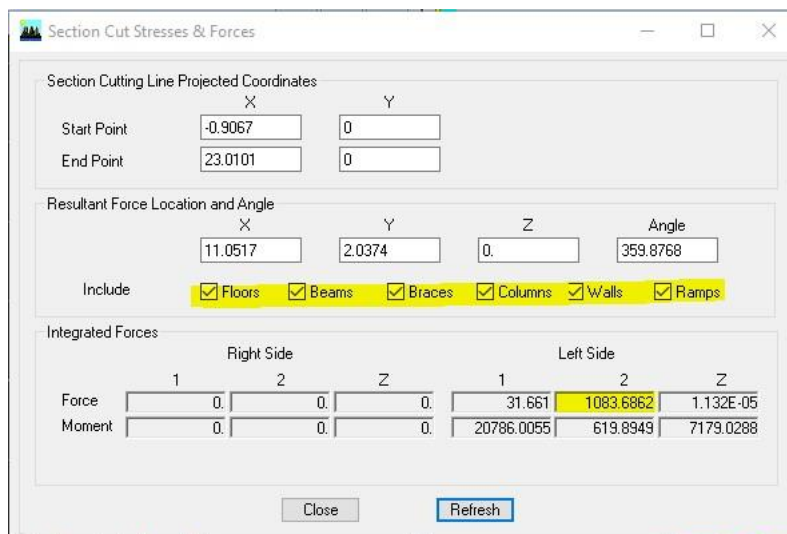
$$X = \frac{984,32 \times 100}{1145,76} = 85,94\%$$

Donc: Effort repris par les voiles = **85,94%**

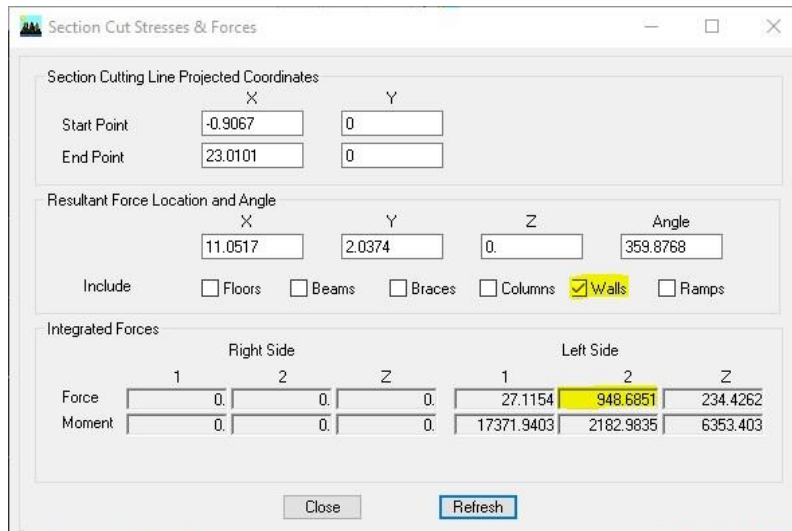
Effort repris par les portiques = **14,06%**

**+** Sens Y-Y :

De l'Etabs on obtient ce tableau suivant les mêmes étapes au-dessus :



**Figure V.6 Les forces horizontales reprises par tous les éléments suivants y-y**



**Figure V.7 Les forces horizontales reprises par les voiles seulement suivant y-y**

On a : 1083,68  $\rightarrow$  100%

948,68  $\rightarrow$  X

X : étant le % des efforts repris par les voiles

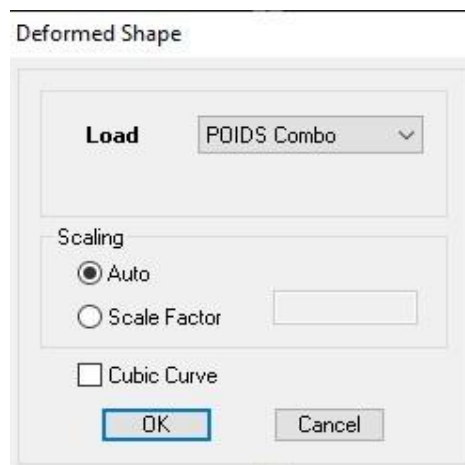
$$X = \frac{948,68 \times 100}{1083,68} = 87,54\%$$

Donc: Effort repris par les voiles = **87,54%**

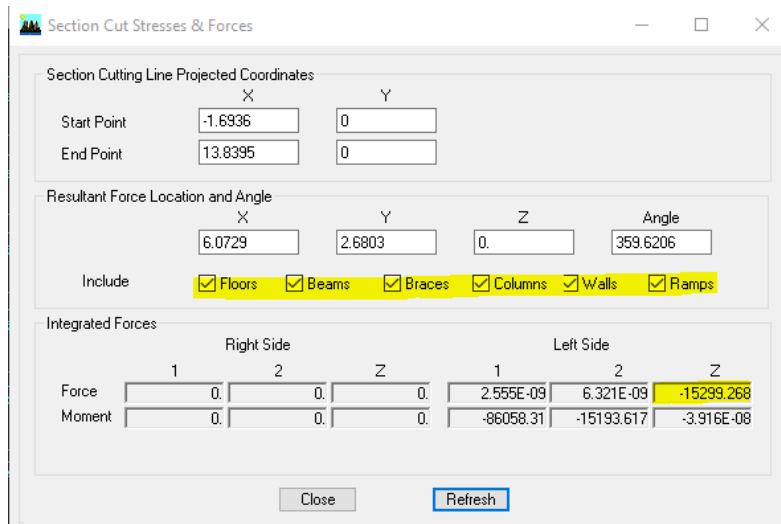
Effort repris par les portiques = **12,46%**

➤ **Les charges verticales :**

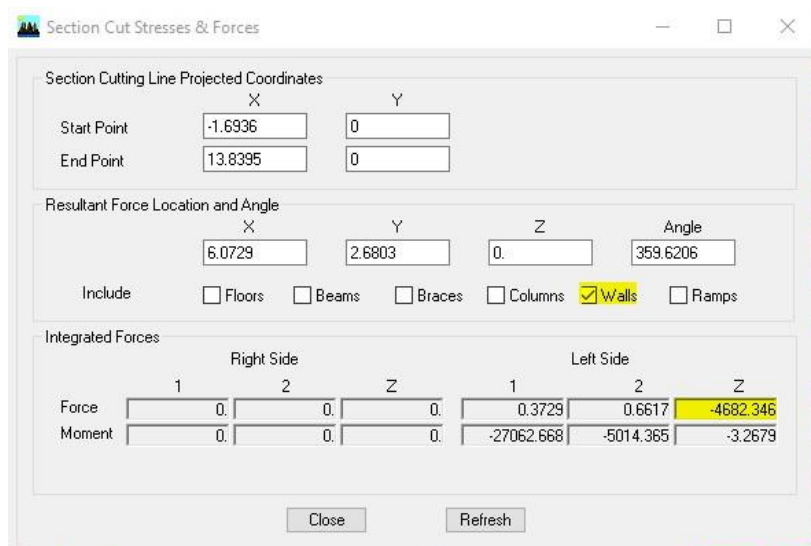
Le même cheminement pour les charges verticales, il suffit de changer la combinaison par **poids** et relever les valeurs sur la case (**Force-Z**)



**Figure V.8 Affichage des déformées suivant z-z**



**Figure V.9 Les forces verticales reprendre par tous les éléments**



**Figure V.10 Les forces verticales reprises par les voiles uniquement**

On a: 15299,26  $\longrightarrow$  100%

4682,34  $\longrightarrow$  X

X : étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{4682,34 \times 100}{15299,26} = 30,60\%$$

Donc : Effort repris par les voiles = **30,60%**

Effort repris par les portiques = **69,4%**

- **Récapitulatif des résultats :**

	Forces reprises par les voiles et portique		Forces reprises par les voiles		Forces reprises par le portique	
	KN	%	KN	%	KN	%
<b>Unité</b>						
<b>Charge verticales</b>	15299,26	100	4682,34	30,60	10616,92	69,4
<b>Sens EX</b>	1145,76	100	984,32	85,94	161,44	14,06
<b>Sens EY</b>	1083,68	100	948,68	87,54	135	12,46

**Tableau V.2 Pourcentages charges verticales et horizontales reprise par les voiles et portique**

D'après ses résultats, on voit que les voiles reprennent plus de **20%** des sollicitations dues aux charges verticales et d'après l'article **3.4 du RPA 99** qui classe les systèmes de contreventement, on adopte un coefficient de comportement **R = 3.5** (**système de contreventement constitué par des voiles porteurs en BA**)

#### IV. 4. 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 :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad (\text{RPA 99 version 2003, formule 4-19})$$

$\delta_{ek}$  : déplacement du aux forces sismiques

**R** : coefficient de comportement **R = 3,5**

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 :

➤ **Dans le sens longitudinal :**

**Display**  $\Rightarrow$  **Show tables**  $\Rightarrow$  Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

**Analysis Results**  $\Rightarrow$  **Displacement Data**  $\Rightarrow$  **table : Diaphragm CM Displacement**

Puis on définit la combinaison **EX spectra** en cliquant sur : **select cases/combo** puis on cliquant sur **OK**

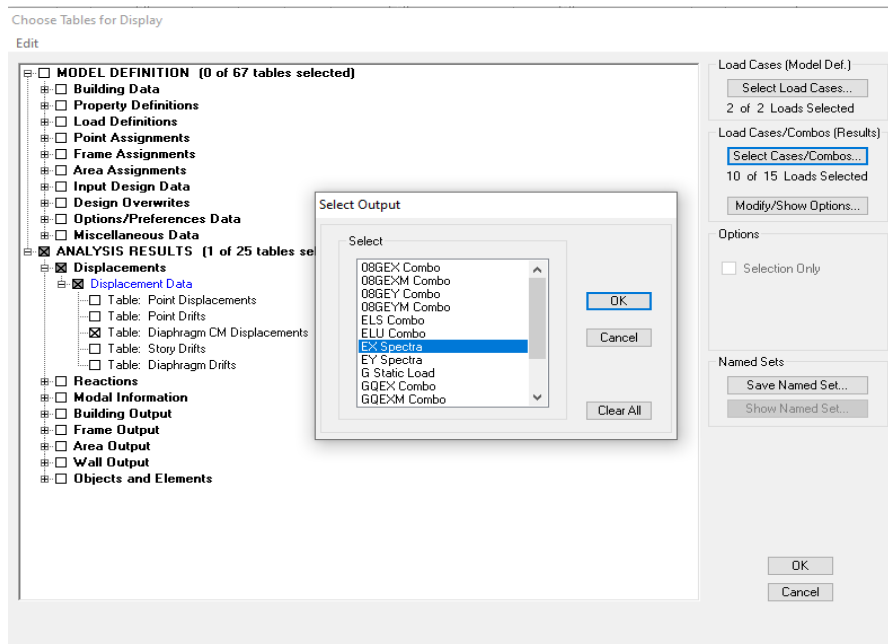


Figure V.11 Affichage des valeurs des déplacements

Diaphragm CM Displacements

Edit View

Diaphragm CM Displacements

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	TERRASSE	D8	EX	0.0180	0.0006	0.0000	0.00000	0.00000	0.00024
	ETAGE4	D7	EX	0.0160	0.0005	0.0000	0.00000	0.00000	0.00021
	ETAGE3	D6	EX	0.0138	0.0004	0.0000	0.00000	0.00000	0.00018
	ETAGE2	D5	EX	0.0115	0.0004	0.0000	0.00000	0.00000	0.00015
	ETAGE1	D4	EX	0.0090	0.0003	0.0000	0.00000	0.00000	0.00012
	RDC	D3	EX	0.0064	0.0002	0.0000	0.00000	0.00000	0.00008
	SS1	D2	EX	0.0032	0.0001	0.0000	0.00000	0.00000	0.00004
	SS2	D1	EX	0.0011	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00002

Tableau V.3 Les déplacements dans le sens x-x

➤ Dans le sens transversal :

De même cheminement pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur : Select cases/combo  $\implies$  2 fois sur OK

Diaphragm CM Displacements

Edit View

Diaphragm CM Displacements

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	TERRASSE	D8	EY	0.0006	0.0204	0.0000	0.00000	0.00000	0.00024
	ETAGE4	D7	EY	0.0005	0.0187	0.0000	0.00000	0.00000	0.00021
	ETAGE3	D6	EY	0.0004	0.0167	0.0000	0.00000	0.00000	0.00018
	ETAGE2	D5	EY	0.0003	0.0143	0.0000	0.00000	0.00000	0.00014
	ETAGE1	D4	EY	0.0003	0.0115	0.0000	0.00000	0.00000	0.00011
	RDC	D3	EY	0.0002	0.0084	0.0000	0.00000	0.00000	0.00008
	SS1	D2	EY	0.0001	0.0045	0.0000	0.00000	0.00000	0.00004
	SS2	D1	EY	0.0000	0.0016	0.0000	0.00000	0.00000	0.00001

**Tableau V.4 Les déplacements dans le sens y-y**

Le tableau des résultats du calcul avec la combinaison Ex :

story	Diaphragme	Load	$\delta_{ek}$	R	$\delta_k = R\delta_{ek}$	$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$	1%He	conclusion
<b>TERRASSE</b>	D8	EX	0,018	3,5	0,063	0,007	0,0306	<b>CV</b>
<b>ETAGE4</b>	D7	EX	0,016	3,5	0,056	0,0077	0,0306	<b>CV</b>
<b>ETAGE3</b>	D6	EX	0,0138	3,5	0,0483	0,00805	0,0306	<b>CV</b>
<b>ETAGE2</b>	D5	EX	0,0115	3,5	0,04025	0,00875	0,0306	<b>CV</b>
<b>ETAGE1</b>	D4	EX	0,009	3,5	0,0315	0,0091	0,0306	<b>CV</b>
<b>RDC</b>	D3	EX	0,0064	3,5	0,0224	0,0112	0,0408	<b>CV</b>
<b>SS1</b>	D2	EX	0,0032	3,5	0,0112	0,00735	0,034	<b>CV</b>
<b>SS2</b>	D1	EX	0,0011	3,5	0,00385	0,00385	0,0408	<b>CV</b>

**Tableau V.5 Résultats de calcul avec la combinaison Ex**

Le tableau des résultats du calcul avec la combinaison Ey :

story	diaphra gme	Load	$\delta_{ek}$	R	$\delta_k = R\delta_{ek}$	$\Delta k =$ $\delta_k - \delta_{k-1}$	1%He	conc
<b>TERRASSE</b>	D8	EY	0.0204	3.5	0.0714	0.0059	0.0306	<b>CV</b>
<b>ETAGE4</b>	D7	EY	0.0187	3.5	0.06545	0.007	0.0306	<b>CV</b>
<b>ETAGE3</b>	D6	EY	0.0167	3.5	0.05845	0.0084	0.0306	<b>CV</b>
<b>ETAGE2</b>	D5	EY	0.0143	3.5	0.05005	0.0098	0.0306	<b>CV</b>
<b>ETAGE1</b>	D4	EY	0.0115	3.5	0.04025	0.01085	0.0306	<b>CV</b>
<b>RDC</b>	D3	EY	0.0084	3.5	0.0294	0.01365	0.0408	<b>CV</b>
<b>SS1</b>	D2	EY	0.0045	3.5	0.01575	0.01015	0.034	<b>CV</b>
<b>SS2</b>	D1	EY	0.0016	3.5	0.0056	0.0056	0.0408	<b>CV</b>

**Tableau V.6 Résultats de calcul avec la combinaison Ey**

D'après les résultats trouvés dans le tableau ci-dessus, on ne conclut que la condition de RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée  $\implies$  **La condition est vérifiée**

➤ **Déplacement maximal**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{Max} \leq f = \frac{H_t}{500} \quad (\text{Art B.6.5, 3/BAEL91})$$

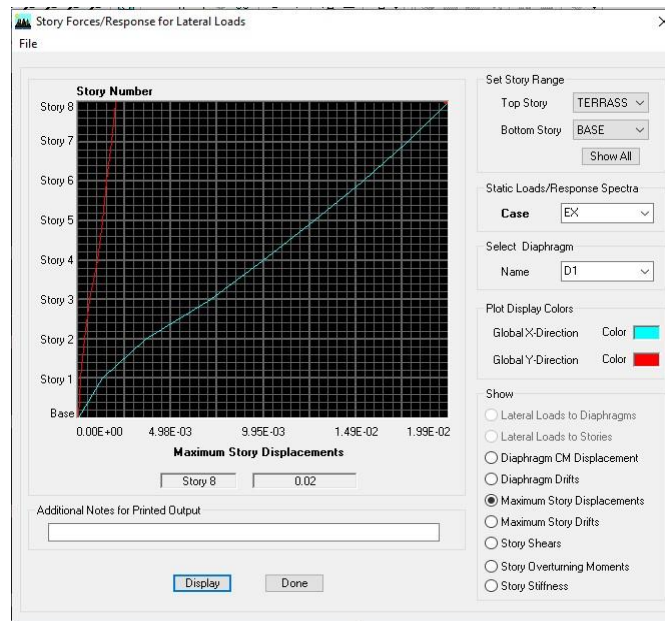
**f**: la flèche admissible

**H<sub>t</sub>** : La hauteur totale du bâtiment

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel on suit les étapes suivantes :

**Display**  $\implies$  **Show story Response Plots**  $\implies$  **case EX**  $\implies$  **Display**

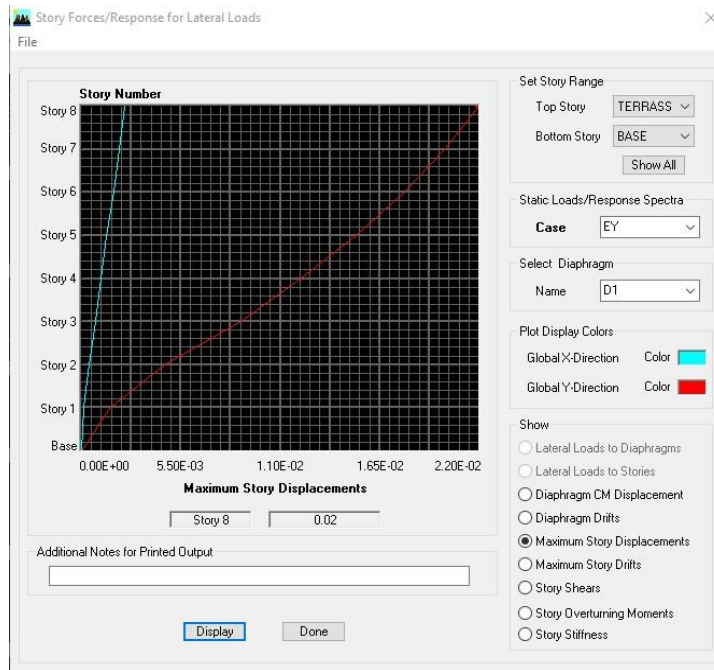
➤ Suivant EX :



**Figure V.12 Déplacement max suivant Ex**

$$\delta_{Max} = 0,02m \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{26,86}{500} = 0,0537 \text{ m} \implies \text{Condition Vérifiée.}$$

➤ Suivant Ey :



**Figure V.13 Déplacement max suivant Ey**

$$\delta_{Max} = 0.02m \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{26,86}{500} = 0,0537 \text{ m} \implies \text{Condition Vérifiée.}$$

#### IV. 5. Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure :

(RPA V.2003 /Art 4.3.6)

D'après l'Art4.3.6 du RPA 99/2003, La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Soit :  $V_{Etabs} \geq 0,8V_{stat}$

➤ **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A \times D \times q}{R} \times W_T$$

✓ **Détermination des paramètres :**

Pour faire le calcul faut déterminer ces coefficients :

**A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau **4,1 du RPA**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone sismique IIa} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right\} \Rightarrow \mathbf{A = 0,15}$$

**R** : Coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée en fonction du système de contreventement tel que défini en **3,4 du RPA**

Système de contreventement constitué par des voiles porteurs  $\Rightarrow \mathbf{R = 3,5}$

**Q** : Facteur de qualité  $\Rightarrow \mathbf{Q = 1,2}$

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta (T_2/T)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} T_{emp} = 0,589s \\ 1,3T_{emp} = 0,76s \\ T_{log} = 0,84s \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Donc : } \mathbf{T = 0,589}$$

**T<sub>1</sub> (S3) : 0.15 s**

(D'après le tableau 4.7 du RPA 99 / 2003)

**T<sub>2</sub> (S3) : 0.5 s**

$$\Rightarrow T_2 \leq T \leq 3s \Rightarrow D = 2,5\eta (T_2/T)^{2/3}$$

**$\eta$**  : facteur de correction d'amortissement, donné par la valeur suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0$$

**Art 4 .2.3 RPA99v2003)**

$\varepsilon$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance remplissages donnée par (Tableau 4.2 RPA99V2003).

On prend :  $\varepsilon = 10\%$

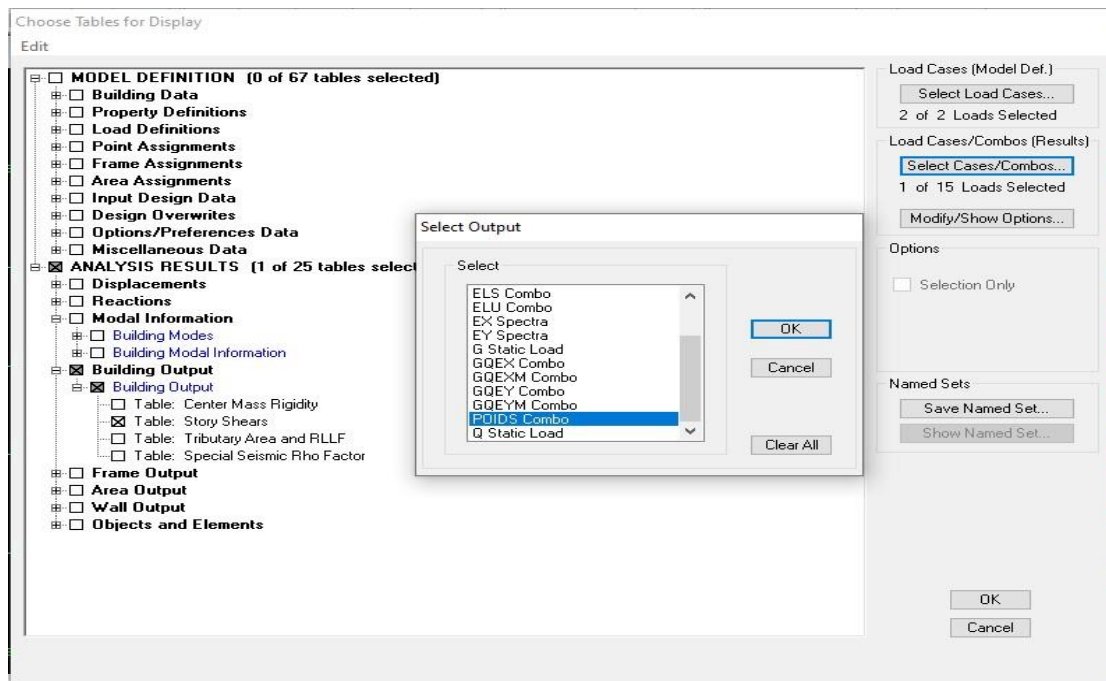
D'où :  $\eta = 0,764 > 0,7 \implies$  **Condition Vérifiée**

Alors :  $D = 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} = 1,71$

$W_T$  : poids de la structure donné par le logiciel ETABS en précédant par les étapes suivantes :

**Display show tables**  $\implies$  **Building Output**  $\implies$  **Story Shears**  $\implies$  **Select Cases/Combos**  $\implies$  **POIDS COMBO**

On aura la fenêtre suivante :



**Figure V.14 Extraction du poids de la structure sur ETABS.**

On aura les résultats représentés par le tableau suivant :

Story Shears

Edit View

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	TERRASSE	POIDS	Top	1793.76	0.00	0.00	0.000	14886.541	-9263.780
	TERRASSE	POIDS	Bottom	2213.74	0.00	0.00	0.000	18395.366	-11448.582
	ETAGE4	POIDS	Top	3813.52	0.00	0.00	0.000	31671.878	-19473.997
	ETAGE4	POIDS	Bottom	4233.50	0.00	0.00	0.000	35180.703	-21658.800
	ETAGE3	POIDS	Top	5833.28	0.00	0.00	0.000	48457.215	-29684.215
	ETAGE3	POIDS	Bottom	6322.11	0.00	0.00	0.000	52537.495	-32230.480
	ETAGE2	POIDS	Top	7921.89	0.00	0.00	0.000	65814.007	-40255.895
	ETAGE2	POIDS	Bottom	8410.72	0.00	0.00	0.000	69894.288	-42802.160
	ETAGE1	POIDS	Top	10010.50	0.00	0.00	0.000	83170.799	-50827.575
	ETAGE1	POIDS	Bottom	10499.33	0.00	0.00	0.000	87251.080	-53373.840
	RDC	POIDS	Top	11661.85	0.00	0.00	0.000	96898.261	-59476.687
	RDC	POIDS	Bottom	12504.37	0.00	0.00	0.000	103931.977	-63864.217
	SS1	POIDS	Top	13667.11	0.00	0.00	0.000	113582.744	-69969.480
	SS1	POIDS	Bottom	14369.21	0.00	0.00	0.000	119444.174	-73625.755
	SS2	POIDS	Top	15652.65	0.00	0.00	0.000	130096.730	-80142.754
	SS2	POIDS	Bottom	16495.17	0.00	0.00	0.000	137130.446	-84530.284

OK

**Tableau V.7 Valeur du poids total de la structure**

Donc  $W_T = 16495,17 \text{ KN}$

$$V = \frac{0,15 \times 1,71 \times 1,2}{3,5} 16495,17 = 1450,632 \text{ KN}$$

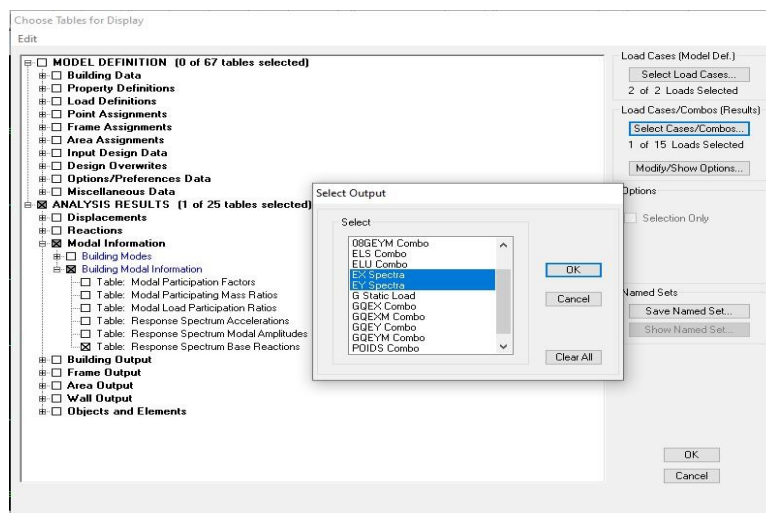
$$V_{RPA} = 1450,632 \text{ KN} = V_X = V_Y$$

➤ **Détermination de l'effort tranchant par ETABS :**

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par logiciel, on suit les étapes suivantes :

**Display show tables**  $\implies$  **Building Modal Information**  $\implies$  **Table: response spectrum base reactions**  $\implies$  **Select Cases/Combos**

$\implies$  On choisit **EX spectra** et **EY spectra**



**Figure V.15 Méthode d'affichage des valeurs de l'effort sismique sur le logiciel ETABS**

Puis on cliquant sur OK, on aura le tableau suivant :

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	8	U1	138.80	2.18	0.00	-7.599	517.532	-1144.60
EX	9	U1	0.02	-1.23	0.00	2.582	0.062	-6.411
EX	10	U1	0.01	0.03	0.00	-0.029	0.039	1.193
EX	11	U1	84.29	0.53	0.00	-0.993	205.854	-699.64
EX	12	U1	0.00	-0.35	0.00	0.903	0.002	-1.814
EX	All	All	1166.12	31.43	0.00	585.290	22608.234	9617.47
EY	1	U2	-36.86	1061.28	0.00	-21038.943	-754.150	5734.79
EY	2	U2	43.09	1.66	0.00	-31.596	867.714	-350.027
EY	3	U2	-0.63	1.21	0.00	-18.919	-11.987	-13.473
EY	4	U2	-8.90	203.50	0.00	-144.284	-62.909	1136.77
EY	5	U2	6.82	0.19	0.00	0.303	18.962	-55.846
EY	6	U2	-0.12	0.41	0.00	1.063	0.225	-6.515
EY	7	U2	-2.12	109.96	0.00	-453.236	-6.709	615.94
EY	8	U2	2.18	0.03	0.00	-0.120	8.145	-18.014
EY	9	U2	-1.23	75.06	0.00	-157.007	-3.754	389.841
EY	10	U2	0.03	0.12	0.00	-0.098	0.132	4.004
EY	11	U2	0.53	0.00	0.00	-0.006	1.306	-4.438
EY	12	U2	-0.35	33.51	0.00	-86.008	-0.227	172.874
EY	All	All	31.43	1097.96	0.00	21076.927	615.897	5683.52

**Tableau V.8 Efforts tranchant**

On choisit la valeur maximale dans chaque sens :

$$V_X = 1166,12 \text{ KN}$$

$$V_Y = 1097,96 \text{ KN}$$

➤ **Vérifications :**

	V dynamique (KN)	V statique (KN)	$0.8 \times V_{\text{stat}}(\text{KN})$	V dyn > 0.8V stat
<b>Sens X-X</b>	1166,18	1450,63	1160,50	<b>C.V</b>
<b>Sens Y-Y</b>	1297,96	1450,63	1160,50	<b>C.V</b>

**Tableau V.9 Vérification de l'effort tranchant à la base.**

#### IV. 6. Vérification de l'effort normal réduit :

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 :

**RPA99/Version2003 Art7.1.3.3**

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

Avec :

- $N_d$  : Effort normal dans les poteaux.
- $B_c$  : Section du poteau.
- $f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton.

Pour déterminer l'effort normal dans les poteaux pour chaque section (zone) par logiciel, on suit les étapes suivantes :

On sélectionne les poteaux qui ont la même section :

- ✓ Poteau 45×45 (SS1, SS2, RDC)

Display ⇒ Show tables ⇒ Fram Output ⇒ Frame Forces  
 ⇒ Table : Colum Forces

Puis on définit les combinaisons G+Q+E en cliquant sur : **Select cases/combo**

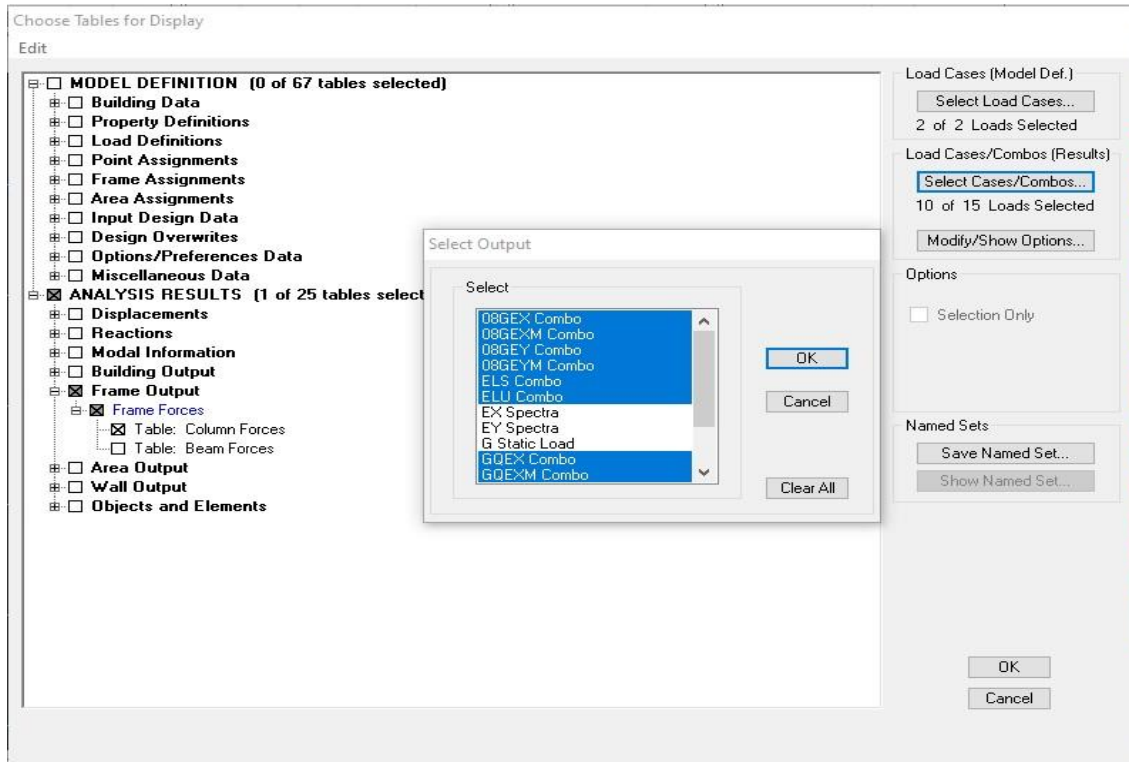


Figure V.16 Méthode d'affichage des valeurs de l'effort normal sur le logiciel ETABS

Les résultats s'afficheront comme suit :

	Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	TERRASSE	C1	ELU	0.000	-35.69	0.03	-0.51	0.061	-0.527
	TERRASSE	C1	ELU	1.355	-30.08	0.03	-0.51	0.061	0.162
	TERRASSE	C1	ELU	2.710	-24.48	0.03	-0.51	0.061	0.851
	TERRASSE	C1	ELS	0.000	-26.21	0.03	-0.37	0.044	-0.384
	TERRASSE	C1	ELS	1.355	-22.06	0.03	-0.37	0.044	0.116
	TERRASSE	C1	ELS	2.710	-17.91	0.03	-0.37	0.044	0.617
	TERRASSE	C1	GQEX MAX	0.000	-1.41	0.35	-0.14	0.300	-0.081
	TERRASSE	C1	GQEX MAX	1.355	2.74	0.35	-0.14	0.300	0.203
	TERRASSE	C1	GQEX MAX	2.710	6.89	0.35	-0.14	0.300	0.946
	TERRASSE	C1	GQEX MIN	0.000	-51.00	-0.30	-0.60	-0.211	-0.687
	TERRASSE	C1	GQEX MIN	1.355	-46.85	-0.30	-0.60	-0.211	0.030
	TERRASSE	C1	GQEX MIN	2.710	-42.70	-0.30	-0.60	-0.211	0.288
	TERRASSE	C1	GQEXM MAX	0.000	-1.41	0.35	-0.14	0.300	-0.081
	TERRASSE	C1	GQEXM MAX	1.355	2.74	0.35	-0.14	0.300	0.203
	TERRASSE	C1	GQEXM MAX	2.710	6.89	0.35	-0.14	0.300	0.946
	TERRASSE	C1	GQEXM MIN	0.000	-51.00	-0.30	-0.60	-0.211	-0.687
	TERRASSE	C1	GQEXM MIN	1.355	-46.85	-0.30	-0.60	-0.211	0.030
	TERRASSE	C1	GQEXM MIN	2.710	-42.70	-0.30	-0.60	-0.211	0.288
	TERRASSE	C1	GQEY MAX	0.000	-9.39	0.10	-0.07	0.328	0.936
	TERRASSE	C1	GQEY MAX	1.355	-5.24	0.10	-0.07	0.328	1.403

Tableau V.10 Les efforts normaux de la structure

Puis on relève la valeur de l'effort normal max tel que :

$$N_d = 1191,08 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{1191,08}{45 \times 45 \times 2,5} = 0,23 \leq 0,3 \implies \text{Condition Vérifiée}$$

Et on procède de la même manière pour les autres sections et les valeurs obtenues sont données dans le tableau suivant :

Poteaux	$N_d$	$B_c$	$f_{c28}$	$V = \frac{N_d}{B_c f_{c28}}$	observation
45×45	1191,08	2025	2,5	0,23	CV
40×40	708,45	1600	2,5	0,17	CV
35×35	279,04	1225	2,5	0,09	CV

**Tableau V.11 Vérification de l'effort normal**

$\implies$  L'effort normal réduit dans les poteaux est vérifié

#### IV. 7. Vérification de l'excentricité :

D'après (Art 4.3.7RPA99V2003), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité additionnelle égale à  $\pm 5\%L$ . (L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

On doit vérifier que :  $|C_M - C_R| \leq 5\% L$

Tel que :

- $C_M$  : centre de masse
- $C_R$  : centre de rigidité

#### ➤ Excentricité calculé :

✓ Sens longitudinale (x-x) :

$$e_x \leq 5\% L_x \quad 0,05 \times 16,95 = 0,847\text{m}$$

✓ Sens transversal (y-y) :

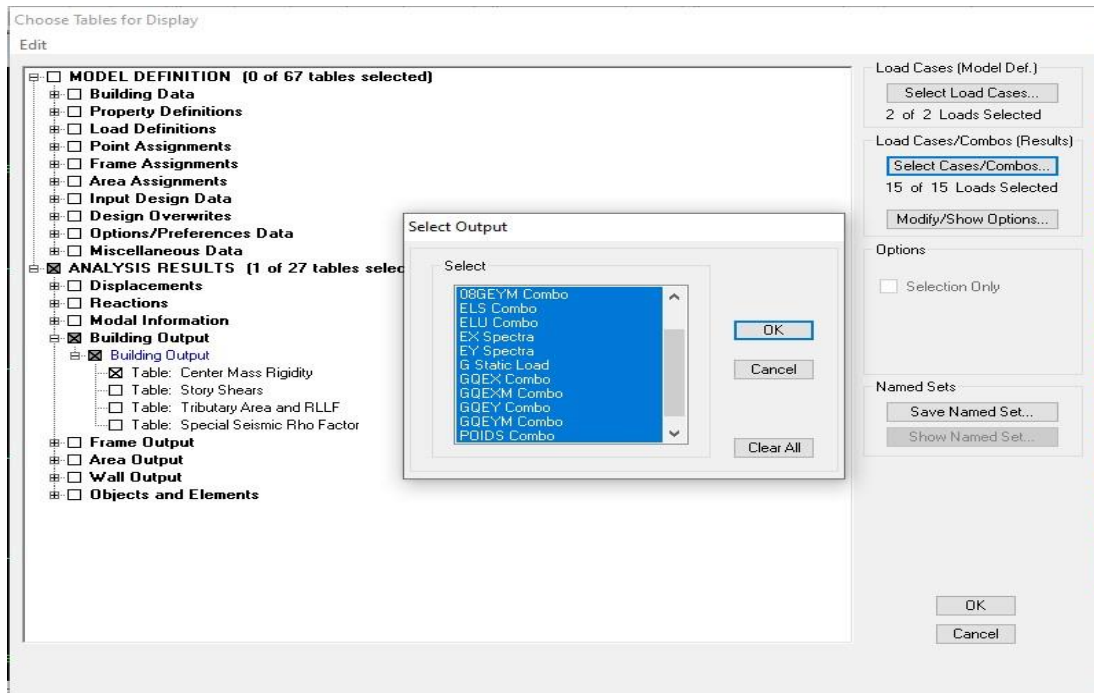
$$e_y \leq 5\% L_y \quad 0,05 \times 13,5 = 0,675\text{m}$$

#### ➤ Détermination de l'excentricité à partir de logiciel ETABS :

Pour cela, on suit les étapes suivantes :

Display  $\implies$  show tables  $\implies$  Building Output  $\implies$  Table: Center Mass Rigidity

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combo**s



**Figure V.17 Méthode d’affichage des valeurs de l’excentricité sur le logiciel ETABS**

Les résultats s’afficheront comme suit :

Center Mass Rigidity									
	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
▶	SS2	D1	189.5165	189.5165	5.122	8.308	189.5165	189.5165	5.122
	SS1	D2	177.1945	177.1945	5.241	8.308	177.1945	177.1945	5.241
	RDC	D3	166.9161	166.9161	5.185	8.218	166.9161	166.9161	5.185
	ETAGE1	D4	197.1988	197.1988	5.005	8.231	197.1988	197.1988	5.005
	ETAGE2	D5	197.1988	197.1988	5.005	8.231	197.1988	197.1988	5.005
	ETAGE3	D6	193.6884	193.6884	5.001	8.230	193.6884	193.6884	5.001
	ETAGE4	D7	190.6854	190.6854	4.997	8.229	190.6854	190.6854	4.997
	TERRASSE	D8	193.9747	193.9747	5.118	8.225	193.9747	193.9747	5.118

**Tableau V.12 Les valeurs de l’excentricité de la structure**

Puis on relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu’il est montré sur le tableau suivant :

Avec :

$$\begin{cases} e_x = |XCM - XCR| \\ e_y = |YCM - YCR| \end{cases}$$

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	Ex	5%L <sub>x</sub>	Ey	5%L <sub>y</sub>	$e_x \leq 5\% L_x$	$e_y \leq 5\% L_y$
<b>TERRASSE</b>	5,118	8,225	4,721	8,189	0,4	0,847	0,036	0,675	<b>C V</b>	<b>C V</b>
<b>ET4</b>	4,997	8,229	4,798	8,21	0,2	0,847	0,019	0,675	<b>C V</b>	<b>C V</b>
<b>ET3</b>	5,001	8,23	4,881	8,232	0,12	0,847	0	0,675	<b>C V</b>	<b>C V</b>
<b>ET2</b>	5,005	8,231	4,978	8,254	0,027	0,847	-0,023	0,675	<b>C V</b>	<b>C V</b>
<b>ET1</b>	5,005	8,231	5,085	8,275	-0,08	0,847	-0,044	0,675	<b>C V</b>	<b>C V</b>
<b>RDC</b>	5,185	8,218	5,143	8,288	0,042	0,847	-0,07	0,675	<b>C V</b>	<b>C V</b>
<b>SS1</b>	5,241	8,308	5,152	8,296	0,089	0,847	0,012	0,675	<b>C V</b>	<b>C V</b>
<b>SS2</b>	5,122	8,308	5,124	8,3	0	0,847	0,008	0,675	<b>C V</b>	<b>C V</b>

**Tableau V.13 Vérification de l'excentricité suivant le sens x-x et y-y**

On voit que les conditions sont vérifiées pour chaque étage et dans les deux sens

⇒ L'excentricité est Vérifiée

#### IV. 8. Vérification de l'effet p-Δ :

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (non-linéaire) qui se produit dans chaque structure où 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 » (Δ).

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} < 0,1$$

Avec :

**PK** : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »

**V<sub>K</sub>** : L'effort tranchant d'étage au niveau « k ».

**Δ<sub>k</sub>** : Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

**h<sub>K</sub>** : La hauteur de l'étage « k ».

On a :

- Si  $\theta_k < 0,10$  : Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés
- Si  $0,10 < \theta_k < 0,20$  : Il faut augmenter les effets calculés de l'action sismique par un facteur égale à  $1 / (1 - \theta_k)$
- Si  $\theta_k > 0,20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Niveau	$h_K$	$V_k$	$\Delta k$	$P_k$	$\theta_k$	Observation
Terrasse	3,06	298,01	0,007	2213,74	0,016	Vérifiée
Etage 4	3,06	516,13	0,0077	4233,5	0,020	Vérifiée
Etage 3	3,06	700,36	0,00805	6322,11	0,023	Vérifiée
Etage 2	3,06	856,89	0,00875	8410,72	0,028	Vérifiée
Etage 1	3,06	985,72	0,0091	10499,33	0,031	Vérifiée
RDC	4,08	1073,97	0,0112	12504,37	0,031	Vérifiée
SS1	3,4	1132,23	0,00735	14369,21	0,027	Vérifiée
SS2	4,08	1166,12	0,00385	16495,17	0,013	Vérifiée

**Tableau V.14 L'évaluation de l'effet P-Delta suivant le sens x-x**

Niveau	$h_K$	$V_k$	$\Delta k$	$P_k$	$\theta_K$	observation
Terrasse	3,06	266,02	0,0059	2213,74	0,016	vérifiée
Etage 4	3,06	467,97	0,007	4233,5	0,020	Vérifiée
Etage 3	3,06	642,61	0,0084	6322,11	0,027	Vérifiée
Etage 2	3,06	793,18	0,0098	8410,72	0,033	Vérifiée
Etage 1	3,06	918,88	0,01085	10499,33	0,040	Vérifiée
RDC	4,08	1007,53	0,01365	12504,37	0,041	Vérifiée
SS1	3,4	1065,43	0,01015	14369,21	0,040	Vérifiée
SS2	4,08	1097,96	0,0056	16495,17	0,020	Vérifiée

**Tableau V.15 L'évaluation de l'effet P-Delta suivant le sens y-y**

On constate que  $\theta_x$  et  $\theta_y$  sont inférieurs à « 0,1 » ; donc l'effet (P- $\Delta$ ) peut être négligé pour le cas de notre structure.

• **Conclusion :**

D'après les résultats obtenus si dessus pour notre structure, toutes les exigences de RPA sont vérifiées, à présent on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

*Chapitre VI*

*Ferraillage des éléments*

*structuraux*

## VI. 1 Ferraillage des poutres :

### VI. 1. 1 Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Elles seront ferraillées en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables :

- $1,35G+1,5Q$  .....à l'ELU.
- $G+Q\pm E$ .....RPA 99 révisé 2003.
- $0,8G\pm E$ .....RPA 99 révisé 2003.

### VI. 1. 2 Recommandations du RPA version 2003 :

Pour les armatures longitudinales, le RPA recommande :

➤ **Pourcentage total minimum :**

$A_{min} = 0,5\%$  (b x h) en toute section.

Poutres principales (30 x 35) :  $A_{min} = 0,005(30 \times 35) = 5,25 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires (25 x 30) :  $A_{min} = 0,005(25 \times 30) = 3,75 \text{ cm}^2$

➤ **Pourcentage total maximum :**

$A_{max} = 4\%$  (b x h) → En zone courante.

$A_{max} = 6\%$  (b x h) → En zone de recouvrement.

✚ **Poutres principales (30 x 35) :**

Zone courante :  $A_{max} = 0,04 \times (30 \times 35) = 42 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement :  $A_{max} = 0,06 \times (30 \times 35) = 63 \text{ cm}^2$

✚ **Poutres secondaires (25 x 30) :**

Zone courante :  $A_{max} = 0,04 \times (25 \times 30) = 30 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement :  $A_{max} = 0,06 \times (25 \times 30) = 45 \text{ cm}^2$

### VI. 1. 3 Etapes de calcul de ferraillage

a) Calcul du moment réduit «  $\mu$  »

$$\mu = \frac{M}{b \times b^2 \times f_{bu}}$$

b) Calcul du moment réduit limite «  $\mu_1$  »

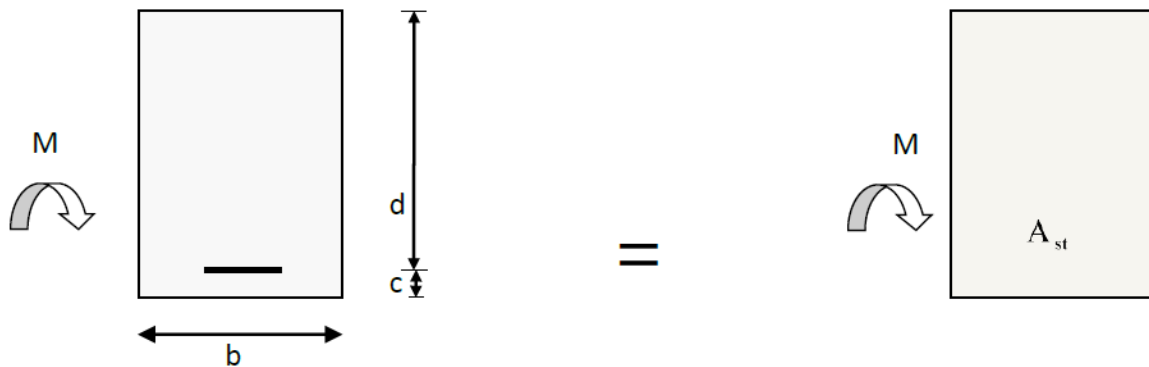
Le moment réduit limite «  $\mu_1$  » est égale à **0,392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

c) On compare les deux moments réduits «  $\mu$  » et «  $\mu_1$  » :

- **1er cas :**  $\mu \leq \mu_1$   $\Rightarrow$  Section simplement armée (SSA).

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires :  $A_{sc}=0$

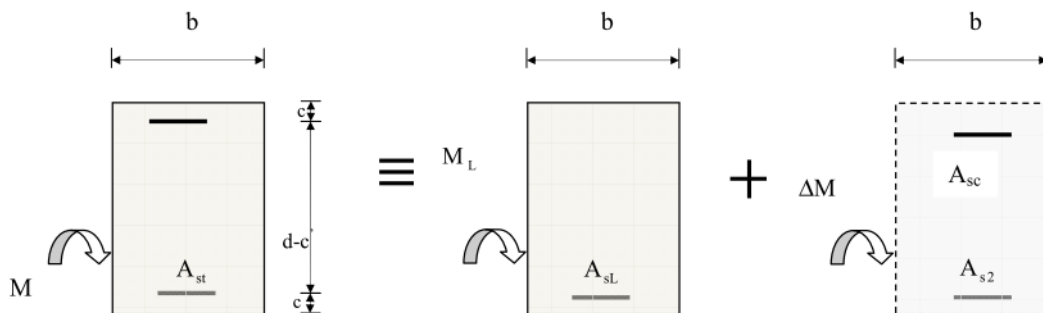
$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$



**Figure VI.1.1 : Disposition des armatures tendus S.S.A**

- 2ème cas :  $\mu \geq \mu_1 \implies$  Section doublement armée (SDA).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



**Figure VI.1.2: Disposition des armatures SDA**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} \\ A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} \\ f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \quad \text{Avec : } \gamma_b = 1,5 \implies f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec : } \gamma_s = 1,15 \implies \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

**VI. 1. 4 Ferraillage des poutres :**

Après avoir extrait les efforts, nous déterminons, avec les moments extrêmes, les sections d'acier nécessaires au niveau des appuis et des travées et on cherche pour l'ensemble de la poutre le ferraillage longitudinal qui convient.

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

**Exemple de calcul :**

**✚ Poutre Principale :**

$$\mu = \frac{M}{b \times b^2 \times f_{bu}} = \mu = \frac{44,995 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,103 < \mu_1 = 0,392 \implies \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,103 \longleftrightarrow \beta = 0,945$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{44,995 \times 10^5}{0,945 \times 32 \times 348} = 4,27 \text{ cm}^2$$

**✚ Poutre secondaire :**

$$\mu = \frac{M}{b \times b^2 \times f_{bu}} = \mu = \frac{32,868 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14,2} = 0,048 < \mu_1 = 0,392 \implies \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,048 \longleftrightarrow \beta = 0,975$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{32,868 \times 10^5}{0,975 \times 27 \times 348} = 3,58 \text{ cm}^2$$

**✚ Poutre Principale :**

			$M_u$ (KN.m)	CNF (Cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (Cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (Cm <sup>2</sup> )	Ferraillage (Cm <sup>2</sup> )	$A_{adp}$
<b>Poutre Principale (30x35)</b>	<b>Poutre reliées Aux voiles</b>	<b>Travé</b>	110 ,405	1,16	5,25	5,52	3HA16	6,03
		<b>Appuis</b>	129 ,21	1,16	5,25	5,6	3HA16	6,03
	<b>Poutre non reliées aux voiles</b>	<b>Travé</b>	44,995	1,16	5,25	4,27	3HA16	6,03
		<b>Appuis</b>	61,939	1,16	5,25	5,18	3HA16	6,03

**Tableau VI.1.1 Ferraillage de la poutre principale**

**✚ Poutre secondaire :**

			$M_u$ (KN.m)	CNF (Cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (Cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (Cm <sup>2</sup> )	Ferraillage (Cm <sup>2</sup> )	$A_{adp}$
<b>Poutre secondaire (30x35)</b>	<b>Poutre reliées Aux voiles</b>	<b>Travé</b>	128,793	0,81	3,75	5,14	3HA16	6,03
		<b>Appuis</b>	129,427	0,81	3,75	5,24	3HA16	6,03
	<b>Poutre non reliées aux voiles</b>	<b>Travé</b>	32,868	0,81	3,75	3,58	3HA16	6,03
		<b>Appuis</b>	37,499	0,81	3,75	3,66	3HA16	6,03

**Tableau VI.1.2 Ferraillage de la poutre secondaire**

**VI. 1. 5 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.

On doit vérifier :  $A_{min} < A_{st}$

**✚ Poutre principale :**

**Avec :**  $A_{min} = 0,5 \% bh = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{cm}^2$

			$A_{st}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	Observation
<b>Poutre Principale (30x35)</b>	<b>Poutre reliées Aux voiles</b>	<b>Travé</b>	6,03	5,25	<b>Condition Vérifiée</b>
		<b>Appuis</b>	6,03	5,25	<b>Condition Vérifiée</b>
	<b>Poutre non reliées aux voiles</b>	<b>Travé</b>	6,03	5,25	<b>Condition Vérifiée</b>
		<b>Appuis</b>	6,03	5,25	<b>Condition Vérifiée</b>

**Tableau VI.1.3 Vérification des armatures longitudinales de la poutre principale**

**✚ Poutre Secondaire :**

**Avec :**  $A_{min} = 0,5 \% bh = 0,005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{cm}^2$

			$A_{st}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	Observation
<b>Poutre Secondaire (25x30)</b>	<b>Poutre reliées Aux voiles</b>	<b>Travé</b>	6,03	3,75	<b>Condition Vérifiée</b>
		<b>Appuis</b>	6,03	3,75	<b>Condition Vérifiée</b>
	<b>Poutre non reliées aux voiles</b>	<b>Travé</b>	6,03	3,75	<b>Condition Vérifiée</b>
		<b>Appuis</b>	6,03	3,75	<b>Condition Vérifiée</b>

**Tableau VI.1.4 Vérification des armatures longitudinales de la poutre secondaire**

Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA.

**b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

✚ Poutre principale :

	L'espace $S_t$			$A_t$	Ferraillage ( $\text{Cm}^2$ )
	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Min[8,75;19,2]	$S_t=7\text{cm}$		
<b>Poutre Principale (30x35)</b>	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	17,5	$S_t=15\text{cm}$	1,35	4HA8=2,1
	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Min[8,75;19,2]	$S_t=7\text{cm}$	0,63	

**Tableau VI.1.5 Vérification des armatures transversale de la poutre principale**

✚ Poutre Secondaire :

	L'espace $S_t$			$A_t$	Ferraillage ( $\text{Cm}^2$ )
	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Min[8,75;19,2]	$S_t=7\text{cm}$		
<b>Poutre Secondaire (25x30)</b>	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	15	$S_t=15\text{cm}$	1,125	4HA8=2,1
	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Min[8,75;19,2]	$S_t=7\text{cm}$	0,525	

**Tableau VI.1.6 Vérification des armatures transversale de la poutre secondaire**

**c. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

On doit vérifier :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} = \min \left\{ 3,33 ; 5\text{MPa} \right\}$

$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$

**✚ Poutre principale :**

			$T_u$	<b>b</b>	<b>d</b>	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	Observation
<b>Poutre Principale (30x35)</b>	<b>Poutre reliées Aux voiles</b>	<b>Travé</b>	161,59	30	32	1,68	3,33	<b>Condition Vérifiée</b>
		<b>Appuis</b>	163,09	30	32	1,69	3,33	<b>Condition Vérifiée</b>
	<b>Poutre non reliées aux voiles</b>	<b>Travé</b>	70,75	30	32	0,74	3,33	<b>Condition Vérifiée</b>
		<b>Appuis</b>	69,15	30	32	0,72	3,33	<b>Condition Vérifiée</b>

**Tableau VI.1.7 Vérification au cisaillement de la poutre principale**

**✚ Poutre Secondaire :**

			$T_u$	<b>b</b>	<b>d</b>	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	Observation
<b>Poutre Secondaire (25x30)</b>	<b>Poutre reliées Aux voiles</b>	<b>Travé</b>	184,34	25	27	2,73	3,33	<b>Condition Vérifiée</b>
		<b>Appuis</b>	185,75	25	27	2,75	3,33	<b>Condition Vérifiée</b>
	<b>Poutre non reliées aux voiles</b>	<b>Travé</b>	27,09	25	27	0,4	3,33	<b>Condition Vérifiée</b>
		<b>Appuis</b>	26,62	25	27	0,39	3,33	<b>Condition Vérifiée</b>

**Tableau VI.1.8 Vérification au cisaillement de la poutre secondaire**

**d. Influence de l'effort tranchant :**

✓ Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :

On doit vérifier :  $T_u^{max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9bd f_{c28}}{\gamma_b}$

✚ Poutre principale :

			$T_u$	b	d	$f_{c28}$	$\bar{T}_u$	Observation
Poutre Principale (30x35)	Poutre reliées Aux voiles	Travé	161,59	30	32	25	576	Condition Vérifiée
		Appuis	163,09	30	32	25	576	Condition Vérifiée
	Poutre non reliées aux voiles	Travé	70,75	30	32	25	576	Condition Vérifiée
		Appuis	69,15	30	32	25	576	Condition Vérifiée

Tableau VI.1.9 Vérification de l'effort tranchant de la poutre principale

✚ Poutre Secondaire :

			$T_u$	b	d	$f_{c28}$	$\bar{T}_u$	Observation
Poutre Secondaire (25x30)	Poutre reliées Aux voiles	Travé	184,34	25	27	25	405	Condition Vérifiée
		Appuis	185,75	25	27	25	405	Condition Vérifiée
	Poutre non reliées aux voiles	Travé	27,09	25	27	25	405	Condition Vérifiée
		Appuis	26,62	25	27	25	405	Condition Vérifiée

Tableau VI.1.10 Vérification de l'effort tranchant de la poutre secondaire

✓ **Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\text{On doit vérifier : } A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left[ T_u - \frac{M_u}{0,9d} \right]$$

$$\text{Si: } \left[ T_u - \frac{M_u}{0,9d} \right] < 0 \implies \text{La vérification n'est pas nécessaire}$$

✚ **Poutre principale :**

- $161,59 - \frac{110,405}{0,9 \times 0,32} = -221,76 < 0$
- $163,09 - \frac{129,21}{0,9 \times 0,32} = -285,55 < 0$
- $70,75 - \frac{44,995}{0,9 \times 0,32} = -85,48 < 0$
- $69,15 - \frac{61,939}{0,9 \times 0,32} = -145,916 < 0$

✚ **Poutre Secondaire :**

- $184,34 - \frac{128,793}{0,9 \times 0,27} = -345,6 < 0$
- $185,75 - \frac{129,427}{0,9 \times 0,27} = -346,86 < 0$
- $27,09 - \frac{32,868}{0,9 \times 0,27} = -108,16 < 0$
- $26,62 - \frac{37,499}{0,9 \times 0,27} = -127,69 < 0$

$\implies$  Donc aucune vérification n'est nécessaire.

**e. Vérification de l'adhérence et de l'entrainement des barres BAEL [Art A.6.1.3] :**

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

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \Sigma U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$  : Coefficient de scellement **HA**

$\Sigma \mu_i$  : Somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \emptyset$$

✚ **Poutre Principale :**

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times 3,14 \times 1,6) = 15,072 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{163,09 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 150,72} = 3,76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

✚ **Poutre Secondaire :**

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times 3,14 \times 1,6) = 15,072 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{129,427 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 150,72} = 3,53 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

**f. Ancrage des armatures BAEL [Art A.6.1.22] :**

Longueur de scellement :  $l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$

Avec :  $\tau_{se} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1$

$\tau_{se} = 2,835 \text{ MPa}$

- Pour les  $\phi 16$  :  $l_s = 56,43 \text{ cm}$

Pour l’ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égales à :  $0,4 l_s$  pour les aciers HA.

- Pour les  $\phi 16$  :  $l_c = 22,57 \text{ cm}$

**VI. 1. 6 Vérifications à L'ELS :**

**a. Condition de non fragilité du béton de la section minimale BAEL (ArtA.4.2.1):**

Le ferraillage de la poutre doit satisfaire la C.N.F :  $A_{st} \geq A_{min}$

Avec :  $A_{min} \geq \frac{0,23bd f_{t28}}{f_e}$

$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

**✚ Poutre principale :**

			$A_{st}$	$A_{min}$	Observation
Poutre Principale (30x35)	Poutre reliées Aux voiles	Travé	6,03	1,16	Condition Vérifiée
		Appuis	6,03	1,16	Condition Vérifiée
	Poutre non reliées aux voiles	Travé	6,03	1,16	Condition Vérifiée
		Appuis	6,03	1,16	Condition Vérifiée

**Tableau VI.1.11 Vérification de la condition de non fragilité de la poutre principale**

**✚ Poutre Secondaire :**

			$A_{st}$	$A_{min}$	Observation
<b>Poutre Secondaire (25x30)</b>	<b>Poutre reliées Aux voiles</b>	<b>Travé</b>	6,03	0,81	<b>Condition Vérifiée</b>
		<b>Appuis</b>	6,03	0,81	<b>Condition Vérifiée</b>
	<b>Poutre non reliées aux voiles</b>	<b>Travé</b>	6,03	0,81	<b>Condition Vérifiée</b>
		<b>Appuis</b>	6,03	0,81	<b>Condition Vérifiée</b>

**Tableau VI.1.12 Vérification de la condition de non fragilité de la poutre secondaire**

**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. Vérification des contraintes :**

✓ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier :  $\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :  $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \implies \{ K_1; \beta_1 \} \implies$  à partir des tableaux, à l'ELS.

Avec :  $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$

✓ **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.

On doit vérifier :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$

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

✚ Poutre Principale :

			$M_s$	$A_s$	$\rho$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
Poutre Principale (30x35)	Poutre reliées Aux voiles	Travé	5,15	6,03	0,628	0,883	27,73	30,23	348	1,09	15	Condition Vérifiée
		Appuis	16,406	6,03	0,628	0,883	27,73	96,29	348	3,47	15	Condition Vérifiée
	Poutre non reliées aux voiles	Travé	16,609	6,03	0,628	0,883	27,73	97,47	348	3,51	15	Condition Vérifiée
		Appuis	34,226	6,03	0,628	0,883	27,73	200,87	348	7,24	15	Condition Vérifiée

Tableau VI.1.13 Vérification de la contrainte dans le béton de la poutre principale

✚ Poutre Secondaire :

			$M_s$	$A_s$	$\rho$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
Poutre Secondaire (25x30)	Poutre reliées Aux voiles	Travé	18,769	6,03	0,893	0,866	22,31	133,12	348	5,96	15	Condition Vérifiée
		Appuis	19,47	6,03	0,893	0,866	22,31	138,09	348	6,19	15	Condition Vérifiée
	Poutre non reliées aux voiles	Travé	6,991	6,03	0,893	0,866	22,31	49,58	348	2,22	15	Condition Vérifiée
		Appuis	9,795	6,03	0,893	0,866	22,31	69,47	348	3,11	15	Condition Vérifiée

Tableau VI.1.14 Vérification de la contrainte dans le béton de la poutre secondaire

## VI.2 Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans le sens le plus défavorable, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G + 1,5Q \Rightarrow$  ELU
  - $G + Q \Rightarrow$  ELS
  - $G + Q + E$
  - $0,8G + E$
- }  $\Rightarrow$  RPA99 révisé 2003

Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle :

Situation	$f_e$ (MPa)	$f_{c28}$ (MPa)	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\theta$	$f_{bu}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	400	25	1,5	1,15	1	14,2	348
Accidentelle	400	25	1,15	1	0,85	18,48	400

### Paramètre de calcul en situation durable et accidentelle

- Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :
- Effort normal maximal ( $N_{max}$ ) et le moment correspondant ( $M_{cor}$ ).
  - Effort normal minimal ( $N_{min}$ ) et le moment correspondant ( $M_{cor}$ ).
  - Moment fléchissant maximal ( $M_{max}$ ) et l'effort normal correspondant ( $N_{cor}$ ).

$M_x$  : Moment du poteau dans le sens longitudinal

$M_y$  : Moment du poteau dans le sens transversal

### 1. Recommandations et exigences du RPA :

#### a. Les armatures longitudinales : (Art 7.4.2.1RPA 99/ version 2003)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Le pourcentage minimal est de  $0,8\% \times b \times h$  en zone II
- Le pourcentage maximal est de  $4\% \times b \times h$  en zone courante  $6\% \times b \times h$  en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de **12mm**
- La longueur minimale des recouvrements est de **40  $\varnothing$**  en zone II

Section des poteaux	Pourcentage minimal $A_{min} = 0,008 \times b \times h$ (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage maximal	
		Zone de recouvrement $A_{max} = 0,06 \times b \times h$ (cm <sup>2</sup> )	Zone courante $A_{max} = 0,04 \times b \times h$ (cm <sup>2</sup> )
Poteaux (45×45)	16,2	121,5	81
Poteaux (40×40)	12,8	96	64
Poteaux (35×35)	9,8	73,5	49

**Tableau VI.2.1 Les sections d'acier recommandées par RPA99 version**

**b. Armatures transversales :**

(RPA 99/2003 Art 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculés par cette formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e}$$

**Avec :**

$V_u$  : L'effort tranchant de calcul

$h_t$  : La hauteur totale de la section.

$f_e$  : La contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$\rho_a = 2,50$  si l'élanement géométrique  $\lambda_g \geq 5$ .

$\rho_a = 3,75$  si l'élanement géométrique  $\lambda_g < 5$ .

$A_t$  : Armatures transversales.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$S_t = \text{Min}(10\emptyset, 15\text{cm})$  en zone nodale  $\emptyset$  : est le diamètre minimal des armatures

$S_t = 15 \emptyset$  en zone courante longitudinales du poteau

**c. La quantité d'armatures transversales minimale :**

La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{b \cdot S_t}$  en % est donnée comme suit :

Si  $\lambda_g \geq 5$  : 0,3%

Si  $\lambda_g \leq 3$  : 0,8%

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

$\lambda_g$  : est l'élanement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

**Avec :**

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

$l_f$  : Longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10  $\emptyset$  minimum.

## 2. Calcul du ferraillage à L'ELU :

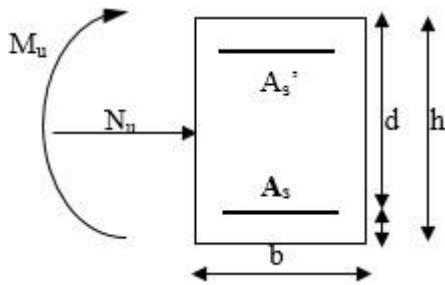
### a. Les armatures longitudinales :

#### a.1) Exposer de la méthode de calcul à l'ELU :

Chaque poteau est soumis à un effort normal  $N$  (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant  $M$ , ce qui nous conduit à étudier une section soumise à une flexion composée qui peut être une :

- ✓ Section partiellement comprimée (SPC).
- ✓ Section entièrement comprimée (SEC).
- ✓ Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression :  $e = \frac{M_u}{N_u}$



#### ✚ Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

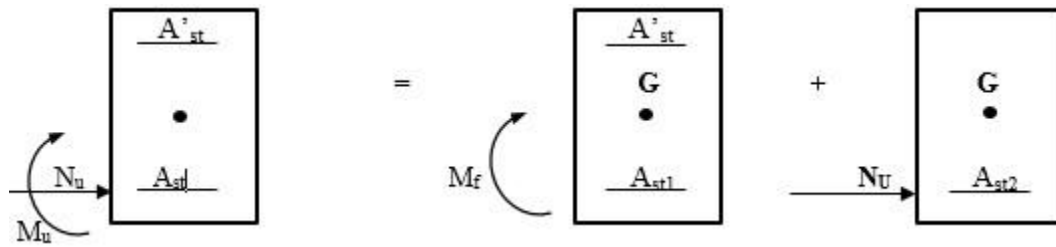
$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u \times (d - c') - M_f \leq (0,337 \times h - 0,81 \times c) b h^2 \cdot f_{bc}$$

Avec

$M_f$ : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right)$$



**Figure VI.2.1 Schéma de calcul en flexion composée**

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{avec : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$$

Si :  $\mu \leq \mu_l = 0,392 \implies$  la section est simplement armée (SSA)

$$A_{st} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est :  $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

$$\text{Si : } A_s < 0 \text{ donc : } A_s = \max \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Si  $\mu \geq \mu_l = 0,392 \implies$  La section est doublement armée (SDA).

On calcule:

$$M_r = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bc}$$

$$\Delta M_f = M_f \times M_r$$

$$A_{st1} = \frac{M_r}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M_f}{(d-c') \sigma_{st}}$$

$$A'_{st} = \frac{\Delta M_f}{(d-c') \sigma_{st}} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$M_r$  : Moment ultime pour une section simplement armée (SDA)

d'où la section réelle est :  $A'_{st} = A'$  ;  $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

#### 🚩 Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée, si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c') - M_f \geq (0,337 \times h - 0,81 \times c) bh \times f_{bc}$$

Deux cas peuvent se présenter :

#### ✓ 1<sup>er</sup> cas : SSA (section simplement Armée)

$$\text{Si : } N_u (d - c') - M_f < \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) bh^2 \times f_{bc} \implies A'_{st} \neq 0 ; A_{st} = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_{st}} ; A_{st} = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d-c') - 100M_f}{100bh^2f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

✓ 2<sup>ème</sup> cas : SDA (section doublement armée) :

Si :  $N_u (d - c') - M_f \geq (0,5 - \frac{c'}{h}) bh^2 \times f_{bc} \rightarrow$  les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{M_u - (d - 0,5h)bhf_{bu}}{(d - c')\sigma_{st}} ; A_{st} = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_{st}} - A'_{st}$$

Si :  $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$  (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite stabilité

de forme et la section d'armature sera :  $B = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_{st}}$

B : Aire de la section du béton seul

$\sigma_{st}$  : Contrainte de l'acier

**Remarque** : Nous allons ferrailer par zone ; car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

**Zone I** : étage SS1, SS2 et RDC

**Zone II** : étage 1, 2 et 3

**Zone III** : étage 4 et terrasse

### VI.2 Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel (SOCOTEC). Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Zones	Type de sollicitation				combinaison	observation	$A_{sup}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{inf}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Zone 1</b> <b>(45×45)</b>	$N_{max}$	398,65	$M_{corr}$	8,703	0.8G+EX	SPC	4,43	5,54
	$N_{min}$	-1191,08	$M_{corr}$	-0,641	ELU	SEC	0	0
	$N_{corr}$	44,89	$M_{max}$	80,474	G+Q+EX	SEC	0	5,49
<b>Zone 2</b> <b>(40×40)</b>	$N_{max}$	89,06	$M_{corr}$	57,336	0.8G+EX	SPT	0	5,13
	$N_{min}$	-708,45	$M_{corr}$	-7,371	ELU	SEC	0	0
	$N_{cor}$	-445,44	$M_{max}$	75,505	G+Q+EX	SPT	0	5,26
<b>Zone 3</b> <b>(35×35)</b>	$N_{max}$	-16,75	$M_{corr}$	43,996	ELU	SEC	0	0
	$N_{min}$	-279,04	$M_{corr}$	3,266	0.8G+EX	SPT	0	3,98
	$N_{cor}$	-60,91	$M_{max}$	-53,31	G+Q+EX	SPT	0	3,48

**Tableau VI.2.2 Les différentes sollicitations dans les poteaux**

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures  $A_s$  correspondante recommandée par le règlement (**RPA.99/modifiée2003**) en zone IIa.

Niveau	Section	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_i$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{cnf}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix de A (cm <sup>2</sup> )
ES1 + ES2 + RDC	(45×45)	4,43	5,54	16,2	<b>18,48</b>	<b>12HA14</b>
Etage 1 et 2 et 3	(40×40)	0	5,26	12,8	<b>13,57</b>	<b>12HA12</b>
Etage 4 et terrasse	(35×35)	0	3,98	9,8	<b>13,57</b>	<b>12HA12</b>

**Tableau VI.2.3 Les sections d'armatures longitudinales des poteaux**

❖ **Vérifications à l'ELU :**

➤ **Armatures transversales selon les recommandations du RPA (Art 7.4.2.2 version 2003) :**

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort tranchant ; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de la section des armatures longitudinales.

**a) Le diamètre des barres (Art A.8.1.3/BAEL91modifiée 99) :**

Le diamètre des armatures transversales set au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_l^{max} = \frac{14}{3} = 4,66\text{mm} \quad \text{soit : } \phi_t = 8\text{mm}$$

On adoptera pour **4HA8 = 2,01cm<sup>2</sup>**

**b) Espacement des armatures transversales : (Art 7.4.2.2)**

L'espacement des armatures transversales des poteaux est calculé à l'aide de la formule suivante :

**En zone nodal :**  $S_t \leq \min (10\phi_l^{min} ; 15\text{cm})$

$$S_t \leq \min (10 \times 1,2 ; 15\text{cm}) = \min (12 ; 15\text{cm})$$

$$S_t = 10\text{cm}$$

**En zone courante :**  $S_t \leq 15\phi_l^{min}$

$$S_t \leq 15 \times 1,2 = 18\text{cm}$$

$S_t = 15\text{cm}$

Avec :

$\varnothing_t^{min}$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales

c) La disposition des cadres dans la zone nodale :

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$  :

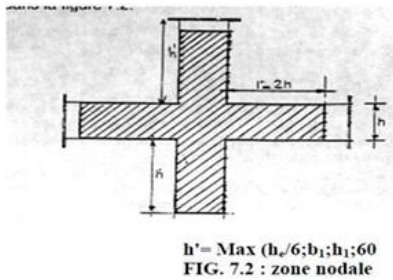


Fig. VI.2:zone nodale des poteaux (RPA7.2

$l' = 2h$

$h' = \max(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$

avec :

$h$  : hauteur de la poutre

$b_1, h_1$  : Dimension du poteau

$h_e$  : Hauteur entre nus des poutres

- $h_{e1} = 408 - 30 = 378 \text{ cm}$
- $h_{e2} = 340 - 30 = 310 \text{ cm}$
- $h_{e3} = 306 - 30 = 276 \text{ cm}$

Les zones	$h_e$	$h' = \max(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$	
Zone I (45×45)	4.08	$h' = \max(63 ; 45 ; 45 ; 60\text{cm})$	$h' = 63 \text{ cm}$
	3.4	$h' = \max(51,6 ; 45 ; 45 ; 60\text{cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$
Zone I (40×40)	3.06	$h' = \max(46 ; 40 ; 40 ; 60\text{cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$
Zone I (35×35)	3.06	$h' = \max(46 ; 35 ; 35 ; 60\text{cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$

Tableau VI.2.4 La disposition des cadres dans la zone nodale

**d) Vérification de la quantité d'armatures transversales : (RPA99 révisée 2003.****Art7.4.2.2)**

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \implies A_t^{min} = 0,3\% S_t \times b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \implies A_t^{min} = 0,8\% S_t \times b_1$$

Si  $3 \leq \lambda_g \leq 5 \implies$  interpolé entre les deux valeurs présidentes

Avec :

$b_1$  : Diamètre de la section du poteau dans la direction considérée.

$\lambda_g$  : Elancement géométrique du poteau  $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$

$L_f$  : Longueur de flambement du poteau  $L_f = 0,7h_e$  .

$h_e$  : Hauteur libre du poteau.

**Exemple de calcul :**

➤ **Poteaux (45×45) :**

✓ **2<sup>ème</sup> SS et RDC :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7 \times 408}{45} = 6,34 > 5$$

**Zone courante:**  $A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2$

**Zone nodale :**  $A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$

✓ **1<sup>er</sup> ES :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7 \times 340}{45} = 5,28 > 5$$

**Zone courante :**  $A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2$

**Zone nodale :**  $A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$

**Remarque :** D'après les résultats obtenus, la condition ( $A_t^{min} > A_t$ ) aux niveaux des poteaux (45 x 45) na pas vérifiée, alors pour cela en diminue l'espacement en zone courante.

Soit :  $S_t = 12 \text{ cm}$  ( zone courante)

Poteaux	hauteur	$L_f$	$\lambda_g$	$S_t$ (cm)	$A_t^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	observation
45×45	4,08	285,6	6,34	Zonecourante=12cm	1,62	4HA8	C.V
				Zone nodal = 10 cm	1,35	2,01	
	3,4	238	5,28	Zone courante=12cm	1,62	4HA8	C.V
				Zone nodal = 10 cm	1,35	2,01	
40×40	3,06	214,2	5,35	Zone courante=15cm	1,8	4HA8	C.V
				Zone nodal = 10 cm	1,2	2,01	
35×35	3,06	214,2	6,12	Zone courante=15cm	1,57	4HA8	C.V
				Zone nodal = 10 cm	1,05	2,01	

**Tableau VI.2.5 Vérification de la quantité d’armatures transversales**

**e) La longueur minimale de recouvrement :**

Selon le RPA la longueur minimale de recouvrement dans la zone IIa est :  $L = 40\emptyset$

✚ **Pour les HA12 :**  $L_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$

✚ **Pour les HA14 :**  $L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$

**f) Longeurs d’ancrage:**

**(B.A.E.L.91 Art A.6.1.22)**

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}}$$

**Avec :**  $\tau_{su} : 0,6\Psi^2 \cdot f_{t28}$

$\Psi^2 : 1,5$  pour les aciers à haute adhérence

$$f_{t28} : 0,6+0,06f_{c28}$$

- Pour les HA12 :  $L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times [0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1]} = 42,32 \text{ cm}$

- Pour les HA14 :  $L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times [0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1]} = 49,38 \text{ cm}$

**g) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_u$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite  $\bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les zones	$V_u$ (KN)	b (cm)	d = h-c (cm)	$\rho_b$	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
45×45	371,16	45	42	0,075	0,19	1,875	C.V
40×40	89,06	40	37	0,075	0,06	1,875	C.V
35×35	12,59	35	32	0,075	0,011	1,875	C.V

**Tableau VI.2.6 Vérification de la contrainte de cisaillement**

❖ **Vérification à l'ELS :**

**a) Condition de non fragilité :**

Dans le cas de la flexion composée :  $A_{adoptée} \geq A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left( \frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d} \right)$

Les vérification sont résumé dans le tableau suivant

section	Effort normal $N_s$ (KN)	Moment $M_s$ (KN.m)	$e_s$ (cm)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
<b>Zone I</b> (45×45)	$N_{max} = -182,46$	$M_{corr} = -0,545$	0,3	5,74	18,48	C.V
	$N_{min} = -864,8$	$M_{corr} = -0,954$	0,12	5,66		C.V
	$N_{corr} = -368$	$M_{max} = 17,211$	-4,6	4,37		C.V
<b>Zone II</b> (40×40)	$N_{max} = -90,45$	$M_{corr} = -0,246$	0,27	4,51	13,57	C.V
	$N_{min} = -515,48$	$M_{corr} = -5.303$	1,02	4,85		C.V
	$N_{corr} = -293,31$	$M_{max} = 11,839$	-4,03	3,42		C.V
<b>Zone III</b> (35×35)	$N_{max} = -15,31$	$M_{corr} = -0,448$	2,92	5,24	13,57	C.V
	$N_{min} = -203,37$	$M_{corr} = 2,361$	-1,1	3,02		C.V
	$N_{corr} = -41,22$	$M_{max} = 11,455$	-27,8	1,70		C.V

**Tableau VI.2.7 Vérification de la condition de non fragilité**

**b) Vérification des contraintes à l'ELS :**

la vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton  $\sigma_{bc}$  et dans l'acier  $\sigma_{st}$  sont au plus égales aux contraintes admissibles  $\sigma_b$  et  $\sigma_s$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés par le logiciel **SOCOTEC** comme suit :

Section	$N_s$	$M_s$	$\sigma_{bsup}$	$\sigma_{binf}$	$\bar{\sigma}_b$	$\sigma_{stsup}$	$\sigma_{stinf}$	$\bar{\sigma}_s$	vérification
(45×45)	-182,46	-0,545	0,69	0,73	15	10,3	10,9	348	C.V
	-864,8	-0,954	3,31	3,39	15	49,8	50,8	348	C.V
	-368	17,211	2,13	0,73	15	30,5	12,3	348	C.V
(40×40)	-90,45	-0,246	0,44	0,47	15	6,57	6,95	348	C.V
	-515,48	-5,303	2,25	2,89	15	34,4	42,6	348	C.V
	-293,31	11,839	2,18	0,75	15	31	12,8	348	C.V
(35×35)	-15,31	-0,448	0,13	0,06	15	1,87	0,94	348	C.V
	-203,37	2,361	1,44	1,05	15	21,1	16,3	348	C.V
	-41,22	11,455	1,35	0	15	16,8	16,9	348	C.V

**Tableau VI.2.8 Tableau de vérification des contraintes à l'ELS**

**Conclusion :**

Le ferraillage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix de A (cm <sup>2</sup> )
1 <sup>er</sup> ES, 2 <sup>ème</sup> ES et RDC	(45×45)	18,48	12HA14
Etage 1, 2 et 3	(40×40)	13,57	12HA12
Etage 4 et 5	(35×35)	13,57	12HA12

**Tableau VI.2.9 Résultats de ferraillage des poteaux**

**VI.3 Ferraillage des voiles :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G)

et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

La méthode utilisée est la méthode des contraintes qui se fait pour une bande de largeur (d).

Dans le but de faciliter la réalisation et les calculs on décompose notre structure en trois zones :

**Zone I** : RDC ; E/Sol01 ; E/Sol02

**Zone II** : ET1 ; ET2 ; ET3

**Zone III** : ET4 ; Terrasse

**Exposé de la méthode** : La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

### 1. *Calcul des contraintes* :

- $\sigma_{max}$  } Les valeurs des contraintes sont extraites par logiciel ETABS.
- $\sigma_{min}$  }

### 2. *Calcul de $L_c$* :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

Avec :

$L_c$  : La longueur de la zone comprimée.

$L$  : La longueur des voiles.

### 3. *Calcul de $L_t$* :

$$L_t = L - L_c$$

Avec :

$L_t$  : La longueur tendue.

### 4. *Calcul de $h_e$* :

$$h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}}$$

**5. Calcul de « d » :**

$$d \leq \min \left\{ \frac{he}{2} ; \frac{2}{3} \times L_c \right\}$$

Avec :

d : La largeur de la bande.

**6. Calcul de d<sub>2</sub> :**

$$d_2 = L_t - d$$

**7. Calcul de σ<sub>1</sub> :**

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min} \times d_2}{L_t}$$

**8. Calcul de N<sub>1</sub> et N<sub>2</sub>**

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal N <sub>i</sub>	L'effort normal N <sub>i+1</sub>
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

**Tableau VI.1.1: Tableau des efforts normaux**

Avec :

e : L'épaisseur du voile

## 9. Calcule des armatures verticales :

✚ Section entièrement comprimée

$$\Rightarrow A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_{s2}}$$

Avec :

$B_i$  : section du voile

$\sigma_{s2}$  : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa

✚ Section partiellement comprimée (Art. A.11.3, BAEL91)

$$\Rightarrow A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

$\sigma_{s10}$  : Contrainte de l'acier à 10 ‰ = 400 MPa

✚ Section entièrement tendue :

$$\Rightarrow A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

## 10. Calcule des armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1,1 \times \frac{\bar{V}}{f_e} \\ \bar{V} = 1,4 \times V \end{cases} \quad (\text{Article 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$

Avec :

$V$  : Effort tranchant calculée au niveau considéré (ETABS)

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

## 11. Calcule des armatures minimales :

✚ Section entièrement comprimée :

$$\Rightarrow \begin{cases} A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2 / m_l \\ 0,2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{Par mètre de longueur de paroi mesurée} \\ \text{perpendiculairement à la direction de ces armatures.} \end{array}$$

(Art. A.8.1, 2 BAEL91 modifiée 99)

✚ Section partiellement comprimée :

$$\Rightarrow A_{min} \geq \left\{ \max \frac{d \times e \times f_{t28}}{400} ; 0,2\% B \right\}$$

✚ **Section entièrement tendue :**

$$\Rightarrow A_{min} \geq \left\{ \max \frac{B \times f_{t28}}{f_e} ; 0,15\% B \right\}$$

Avec :

**B** : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à **0.2 %** de la section horizontale du béton tendu.

(Art. A. 4. 2, 1/ BAEL 91 modifiées 99)

**12. Calcule des sections totales :**

$$\Rightarrow A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4}$$

$$\Rightarrow A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4}$$

**13. Calcule des armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10  $\Phi$ .

✚ D'après le (BEAL 91 modifiée 99) :

$$\Rightarrow A_H = \frac{A_v}{4}$$

✚ D'après le (RPA 2003) :

$$\Rightarrow A_H \geq 0,15 \% B$$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

**14. Calcule des armatures transversales (article 7.7.4.3 du RPA 2003)**

- Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.
- Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **(7.7.4.3 du RPA 2003)**.
- Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par **(04)** épingle au mètre carré.

**Exemple de calcul :**

**Caractéristiques géométriques :**

Soit à calculer le ferraillage du voile VL1 de la zone I :

Zone I : RDC ; E/Sol01 ; E/Sol02

L=1m; e= 0,2m  $h_e=4,08m$

**1. Calcul des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_{max} = 722,55 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = -1443,69 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

**2. Calcul de  $L_c$  :**

$$L_c = \frac{722,55}{722,55 + 1443,69} \times 1 = 0,333\text{m}$$

**3. Calcul de  $L_t$  :**

$$L_t = 1 - 0,333 = 0,667\text{m}$$

**4. Calcul de  $h_e$  :**

$$h_e = 4,08 - 0,30 = 3,78\text{m}$$

**5. Calcul de « d » :**

$$d \leq \min \left\{ \frac{3,78}{2} ; \frac{2}{3} \times 0,333 \right\} = \left\{ \min 1,89 ; 0,222 \right\} = 0,222\text{m}$$

**6. Calcul de  $d_2$  :**

$$d_2 = 0,667 - 0,222 = 0,445\text{m}$$

**7. Calcul de  $\sigma_1$  :**

$$\sigma_1 = \frac{1443,69 \times 0,445}{0,667} = 963,18 \text{ KN/m}^2$$

**8. Calcul de  $N_1$  et  $N_2$** 

$$N_1 = \frac{1443,69 + 963,18}{2} \times 0,222 \times 0,2 = 53,43\text{KN}$$

$$N_2 = \frac{963,18}{2} \times 0,222 \times 0,2 = 21,38\text{KN}$$

**9. Calcul des armatures verticales :**

$$1^{\text{ère}} \text{ bande: } A_{v1} = \frac{53,43}{400 \times 10^{-1}} = 1,34\text{cm}^2$$

$$2^{\text{ème}} \text{ bande: } A_{v2} = \frac{21,38}{400 \times 10^{-1}} = 0,53 \text{ cm}^2$$

**10. Calcul des armatures de couture :**

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 124,13}{400 \times 10^{-1}} = 4,78\text{cm}^2$$

**11. Calcul des armatures minimales :**

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{22,2 \times 20 \times 2,1}{400} ; 0,002 \times 20 \times 25 \right\} = \max \left\{ 2,33 ; 1 \right\} = 2,33\text{cm}^2$$

**12. Calcul des sections totales :**

$$A_1 = 1,34 + \frac{4,78}{4} = 2,535 \text{ cm}^2/b$$

$$A_2 = 0,53 + \frac{4,78}{4} = 1,725 \text{ cm}^2/b$$

	$A_1 / A_2$	Choix des barres ( $\text{cm}^2$ )		$S_t$ (cm)
<b>1<sup>ère</sup> bande</b>	2,535	4HA10	3,14	9,5
<b>2<sup>ème</sup> bande</b>	1,725	4HA10	3,14	19

**Tableau VI.1.2: Ferraillage adopté**

**13. Calcul des armatures horizontales :**

D'après le (BEAL 91 modifiée 99) :

$$A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,875 \text{ cm}^2$$

D'après le (RPA 2003) :

$$A_H \geq 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

**14. Calcul des armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec HA8 (4HA8)

➤ **Les vérifications :**

🔧 **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{1,5e ; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = \begin{cases} 9,5 \text{ cm} \\ 19 \text{ cm} \end{cases} \implies \text{Condition Vérifiée.}$$

🔧 **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15+A_v} = \frac{541,67 \times 10^3}{0,2 \times 10^6 + 15 \times 3,14 \times 10^2} = 2,64$$

$$\sigma_{bc} = 2,64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

**✚ Vérification des contraintes de cisaillement :**

**❖ Selon le RPA 2003 :**

On doit vérifier :  $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$   

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{bd} = \frac{1,4 \times 124,13 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1000} = 0,96$$

$\bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

$\tau_b = 0,96 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \implies$  **Condition vérifiée.**

**❖ D'après le BAEL 91 :**

On doit vérifier :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{124,13 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1000} = 0,68$$

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,68 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \implies$  **Condition vérifiée.**

**Les valeurs obtenues par l'ETABS :**

Voile 1m	Zone I	Zone II	Zone III
$\sigma_{\max}(\text{KN/m}^2)$	722,55	163,87	276,14
$\sigma_{\min}(\text{KN/m}^2)$	-1443,69	-662,8	-440,31
V (kN)	124,13	103,72	70,25
$N_s(\text{KN})$	541,67	337,17	150,36

**Tableau VI.1.3: Valeurs obtenues par l'ETABS (voile de 1m)**

Voile 1m	Zone I	Zone II	Zone III
$\sigma_{\max}(\text{KN/m}^2)$	986,57	143,25	171,38
$\sigma_{\min}(\text{KN/m}^2)$	-1497,96	-397,67	-318,77
V (kN)	284,7	165,5	79,73
$N_s(\text{KN})$	619,62	391,38	168,62

**Tableau VI.1.4: Valeurs obtenues par l'ETABS (voile de 2m)**

**Les résultats sont résumés dans les Tableaux suivants :**

**Voile de 1m :**

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
<b>Caractéristiques Géométriques</b>	L (m)	1	1	1	
	e (m)	0,2	0,15	0,15	
	B (m <sup>2</sup> )	0,2	0,15	0,15	
<b>Sollicitations de calcul</b>	$\sigma_{\max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	722,55	163,87	276,14	
	$\sigma_{\min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-1443,69	-662,8	-440,31	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V (kN)	124,13	103,72	70,25	
	L <sub>t</sub> (m)	0,667	0,792	0,615	
	L <sub>c</sub> (m)	0,333	0,208	0,385	
	d(m)	0,222	0,138	0,256	
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	963,18	514,28	257	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	53,43	11,77	13,39
		N <sub>2</sub>	21,38	5,32	4,93
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	1,34	0,29	0,33
		A <sub>v2</sub>	0,53	0,14	0,12
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		4,78	3,99	2,7
<b>Ferraillage des armatures verticales</b>	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub>	2,54	1,29	1,01
		A <sub>2</sub>	1,73	1,13	0,79
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		2,33	1,09	2,02
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bande1	3,14	3,14	3,14
		Bande2	3,14	3,14	3,14
	Choix des Barres	Bande1	4HA10	4HA10	4HA10
		Bande2	4HA10	4HA10	4HA10
	S <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bande1	9,5	9,5	9,5
		Bande2	19	19	19
<b>Ferraillage des armatures</b>	A <sub>H</sub>	3	2,25	2,25	
	Choix des	5HA10	5HA10	5HA10	

<b>horizontales</b>	barres/nappe (cm <sup>2</sup> )	3,93	3,93	3,93	
<b>Vérification des Contraintes</b>	Armature transversal	4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
	Contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,68	0,76	0,52
		$\tau_b$ (MPa)	0,96	1,07	0,73
	ELS	$N_s$ (KN)	541,67	337,17	150,36
$\sigma_b$ (MPa)		2,64	2,18	0,91	

**Tableau VI.1.5: Ferraillage des voile de 1m**

Voile de 2m :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
<b>Caractéristiques géométriques</b>	L (m)	2	2	2	
	e (m)	0,2	0,15	0,15	
	B (m <sup>2</sup> )	0,4	0,3	0,3	
<b>Sollicitations de calcul</b>	$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	986,57	143,25	171,38	
	$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-1497,96	-397,67	-318,77	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V (kN)	284,7	165,5	79,73	
	$L_t$ (m)	1,206	1,471	1,301	
	$L_c$ (m)	0,794	0,529	0,699	
	d(m)	0,529	0,352	0,466	
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	840,89	302,51	204,59	
	N (kN)	$N_1$	123,72	18,48	18,29
		$N_2$	44,48	7,98	7,15
	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{v1}$	3,09	0,462	0,45
		$A_{v2}$	1,11	0,19	0,18
	$A_{vj}$ (cm <sup>2</sup> )		10,96	6,37	3,07
<b>Ferraillage des armatures verticales</b>	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$A_1$	5,83	2,05	1,22
		$A_2$	3,85	1,78	0,94
	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )		5,56	2,77	3,67
	$A_v$ adopté (cm <sup>2</sup> )	Bande1	6,16	3,14	3,14
		Bande2	4,52	3,14	3,14
	Choix des	Bande1	4HA14	4HA10	4HA10

	Barres	Bande2	4HA12	4HA10	4HA10
	$S_t(\text{cm}^2)$	Bande1	7,5	7,5	7,5
		Bande2	15	15	15
<b>Ferraillage des armatures horizontales</b>	$A_H$		6	4,5	4,5
	Choix des barres/nappe ( $\text{cm}^2$ )		6HA12 6,78	6HA12 6,78	6HA12 6,78
<b>Vérification des contraintes</b>	Armature transversal		4 Epingles HA8/ $\text{m}^2$		
	Contrainte	$\tau_u(\text{MPa})$	0,79	0,61	0,29
		$\tau_b(\text{MPa})$	1,11	0,85	0,41
	ELS	$N_s(\text{KN})$	619,62	391,38	168,62
$\sigma_b(\text{MPa})$		1,52	1,28	0,55	

**Tableau VI.1.6: Ferraillage des voile de 2m**

## ***Chapitre VII***

### ***Etude du voile périphérique***

### VII.1 Introduction :

Pour assurer la stabilité de talus derrière notre structure, et pour faire face aux poussées des terres dû au remblai retenu par le mur, ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il est nécessaire de prévoir un mur plaque en béton armé dont la hauteur est inférieure à 6m, celui-ci sera revêtu d'une couche de bitume et aussi un joint de 1cm d'épaisseur de polystyrène le séparant des poteaux.

### VII.2 Pré-dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le **RPA 2003 (Art 10.1.2)** est de 15 cm. On opte pour une épaisseur de 20cm.

### VII.3 Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont  $\sigma_h$  et  $\sigma_v$  tel que :  $\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v$

**Avec :**

$K_0$  : Coefficient des poussées de terre au repos  $K_0 = 1 - \sin \varphi$

$\sigma_h$  : Contraintes horizontales.

$\sigma_v$  : Contrainte verticales.

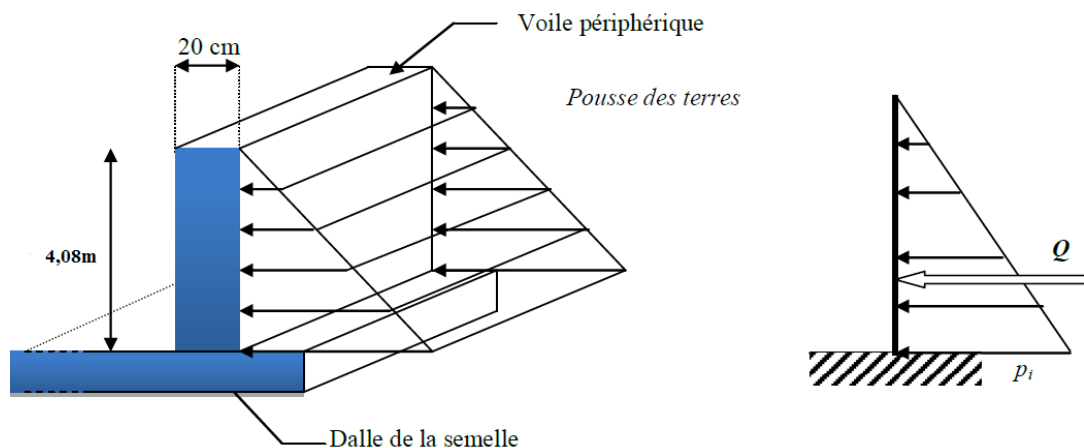
$\varphi$  : Angle de frottement interne.

➤ **Données de calcul :**

- Surcharge éventuelle :  $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$

➤ **Caractéristiques du sol :**

- Poids volumique des terres :  $\gamma = 20 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Angle de frottement :  $\varphi = 30^\circ$
- Cohésion :  $C = 0$
- La contrainte admissible du sol :  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$



**Figure VII.1: Diagramme des contraintes**

**VII.4 Calcul des sollicitations :**

- $K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30^\circ = 0,5$

- $\sigma_v = q + \gamma h$

$$0 < h < 4,08 \text{ m}$$

- **ELU :**

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v = K_0(1,35 \gamma h + 1,5q)$$

Pour

$$\left\{ \begin{array}{l} h=0\text{m} \longrightarrow \sigma_{h1} = 0,5 \times (1,5 \times 10) = 7,5\text{KN/m}^2 \\ h=4,08\text{m} \longrightarrow \sigma_{h2} = 0,5 \times (1,35 \times 20 \times 4,08 + 1,5 \times 10) = 62,58\text{KN/m}^2 \end{array} \right.$$

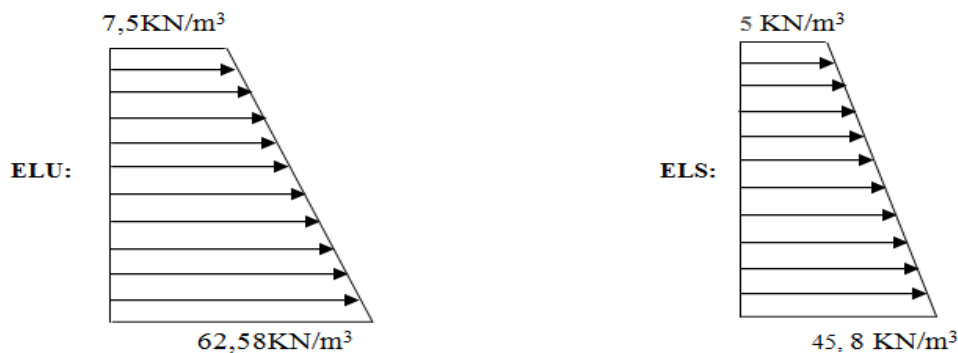
- **ELS :**

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v = K_0(\gamma h + q)$$

Pour

$$\left\{ \begin{array}{l} h=0\text{m} \longrightarrow \sigma_{h1} = 0,5 \times 10 = 5\text{KN/m}^2 \\ h=4,08\text{m} \longrightarrow \sigma_{h2} = 0,5 \times (20 \times 4,08 + 10) = 45,8\text{KN/m}^2 \end{array} \right.$$

➤ **Diagramme des contraintes :**



**Figure VII.2 : Diagramme des contraintes**

➤ **Charges moyennes :**

- **ELU :**

$$q_u = \frac{3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 62,58 + 7,5}{4} \times 1\text{m} = 48,81\text{KN/m}$$

- **ELS :**

$$q_s = \frac{3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 45,8 + 5}{4} \times 1\text{m} = 35,6\text{KN/ml}$$

### VII.5 Ferrailage du mur plaque :

#### ➤ Méthode de calcul :

Le mur plaque sera calculé en flexion comme un ensemble de dalles continue encastrées de 4 cotés au niveau des nervures, des poteaux.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée : 0,85
- Appuis intermédiaire : 0,5

#### ➤ Identification de panneau :

$$l_x = 3,5 \text{ m}$$

$$l_y = 4,08 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,5}{4,08} = 0,85 \longrightarrow 0,4 < \rho < 1 \longrightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

#### ▪ Calcul à l'ELU :

$$\text{Pour : } \rho = 0,85 \begin{cases} \mu_x = 0,0809 \\ \mu_y = 0,685 \end{cases}$$

- $M_{0x} = \mu_x \times ql_x^2 = 0,0809 \times 48,81 \times 3,5^2 = 48,37 \text{ KN.m}$
- $M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,685 \times 48,37 = 33,13 \text{ KN.m}$

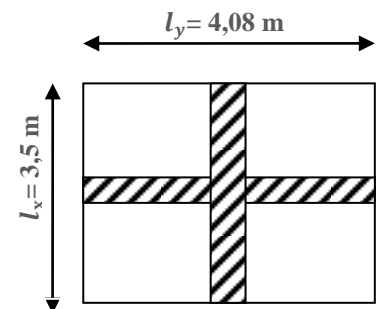
#### ➤ Correction des moments :

##### ✚ Sens x-x :

- $M_a = 0,5 \times 48,37 = 24,18 \text{ KN.m}$
- $M_t = 0,85 \times 48,37 = 41,11 \text{ KN.m}$

##### ✚ Sens y-y :

- $M_a = 0,5 \times 8,26 = 16,57 \text{ KN.m}$
- $M_t = 0,85 \times 8,26 = 28,16 \text{ KN.m}$



**Ferraillage du mur plaque :**

Sens	zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_u$	$\beta$	section	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)	e (cm)
xx	Appuis	24,18	0,058	0,970	SSA	4,21	2	5HA12 = 5,56	20	20
	Travée	41,11	0,1	0,947	SSA	7,33	2	5HA14 = 7,7	20	20
yy	Appuis	16,57	0,04	0,980	SSA	2,85	2	5HA10 = 3,92	20	20
	travée	28,16	0,068	0,965	SSA	4,93	2	5HA12 = 5,56	20	20

**Tableau VII.1: Ferraillage du mur plaque.****VII.6 Recommandations du RPA :**

Le mur plaque doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0,001bh = 0,001 \times 10 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par des épingles/m<sup>2</sup> en HA8.

**VII.7 Vérification à l'ELS :**▪ **Calcul à l'ELS :**

$$\text{Pour : } \rho = 0,85 \begin{cases} \mu_x = 0,0579 \\ \mu_y = 0,778 \end{cases}$$

- $M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0579 \times 35,6 \times 3^2 = 25,25 \text{ KN.m}$
- $M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,778 \times 25,25 = 19,64 \text{ KN.m}$

➤ **Correction des moments :**✚ **Sens x-x :**

- $M_a = 0,5 \times 25,25 = 12,63 \text{ KN.m}$
- $M_t = 0,85 \times 25,25 = 21,46 \text{ KN.m}$

✚ **Sens y-y :**

- $M_a = 0,5 \times 19,64 = 9,82 \text{ KN.m}$
- $M_t = 0,85 \times 19,64 = 16,69 \text{ KN.m}$

### VII.8 Vérification des contraintes :

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

➤ Dans les aciers :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} = 181,75 \text{ MPa}$$

➤ Dans le béton :

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

- $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$

- $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} ; \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} ; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$

Sens	zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	$\rho_1$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
xx	Appuis	5,56	12,63	0,327	0,910	40,56	14,68	181,75	4,48	15	Cv
	Travée	7,7	21,46	0,425	0,897	33,54	18,27	181,75	5,42	15	Cv
yy	Appuis	3,92	9,82	0,230	0,923	49,93	15,96	181,75	3,64	15	Cv
	travée	5,56	16,69	0,327	0,910	40,56	19,4	181,75	4,48	15	Cv

**Tableau VII.2 : vérification des contraintes a ELS.**

➤ Vérification de la flèche :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{As}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec :

- h = 20cm : hauteur totale
- L : portée entre nus d'appuis.
- $M_t$ : moment maximum en travée.
- A: section d'armature.
- b: section d'armatures
- d: hauteur utile de la section droite.
- $M_0$  : valeur maximum du moment isostatique
-

✚ Sens x-x:

$$q_s = 35,6 \text{ kN/m}$$

- $M_{0x} = \frac{ql^2}{8} = 35,6 \times \frac{3,5^2}{8} = 54,51 \text{ kn.m}$
- $M_t = 0,85 \times M_{0x} = 0,85 \times 54,51 = 46,34 \text{ kn.m}$
- $\frac{h}{l} = \frac{20}{400} = 0,05 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \implies \text{Condition non vérifié}$
- $\frac{As}{b.d} = \frac{7,7}{100 \times 17} = 0,004 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \implies \text{Condition vérifié}$
- $\frac{h}{l} = \frac{20}{400} = 0,05 \geq \frac{Mt}{10M_0} = \frac{46,34}{10 \times 54,51} = 0,085 \implies \text{Condition non vérifié}$

Les Conditions ne sont pas tous vérifiées ; on calcule la flèche :

✚ Sens x-x: L=3,5m

On doit vérifier que :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{qs}{Ev \times I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

La flèche admissible de la dalle est :  $\bar{f} = \frac{l}{500}$

Avec :

$$q_s = 36,5 \text{ kN/ml}$$

$l = 350 \text{ cm} \longrightarrow$  portée entre nus d'appuis.

$E_v$ : Module de déformation différé égal à 10819 MPa (chapitre 1).

I: moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité.

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t (V_2 - C)^2$$

$B_0$ : La surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15A_t = (100 \times 20) + 15 \times 7,7 = 2115,5 \text{ cm}^2$$

$S_{xx}$ : Le moment statique

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 7,7 \times 17 = 21963,5 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{21963,5}{2115,5} = 10,38 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,38 = 9,62 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} \times (10,38^3 + 9,62^3) + 15 \times 7,7 (9,62 - 3)^2 = 72017,18 \text{ cm}^3$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{36,5 \times 3,5^2 \times 10^3}{10819 \times 10^6 \times 72017,18 \times 10^{-8}} \leq \bar{f} = \frac{3,5}{500} = 0,007$$

$$f = 0,007 < \bar{f} = 0,007 \implies \text{Condition Vérifiée}$$

✚ Sens y-y: L=4,08m

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{36,5 \times 4,08^2 \times 10^3}{10819 \times 10^6 \times 72017,18 \times 10^{-8}} \leq \bar{f} = \frac{3,5}{500} = 0,007$$

$$f = 0,001 < \bar{f} = 0,007 \quad \Longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

❖ Résultats :

L'épaisseur du Mur plaque est de **20cm**.

**Le ferrailage du mur plaque est comme suit :**

✚ Sens x-x :

- **En travée : 5HA12** avec un espacement de **20 cm**.
- **Aux appuis: 5HA14** avec un espacement de **20 cm**.

✚ Sens y-y :

- **En travée: 5HA10** avec un espacement de **20 cm**.
- **Aux appuis: 5HA12** avec un espacement de **20cm**.

# *Chapitre VIII*

## *Etude de l'infrastructure*

### VIII.1. Introduction :

On appelle fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage.

Les fondations doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

On distingue trois types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

### VIII.2. Types de fondations :

#### a) Fondation superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol (semelles isolées, semelles filantes et les radiers)

#### b) Fondations semi profondes :

Ces semelles sont utilisées lorsque les couches de terrain capables de reprendre les charges et les surcharges de la construction se trouvent à une profondeur supérieure à **2m**.

On peut citer :

- ✓ **Les puis** : qui sont des piliers de section rectangulaire ou circulaire, réalisés en gros béton, sollicités en tête par des semelles isolées armées destinées à répartir les charges de la structure.

#### c) Fondation profondes :

Elles sont utilisées pour des sols de faible capacité portante lorsque la couche de sol pouvant supporter la charge de la structure se trouve à une profondeur supérieure à **5 m**, on distingue :

- ✓ **Les pieux** : qui sont des colonnes en béton armé, réalisées in situ ou préfabriqués introduites, dans des forages dans le sol.

### VIII.3. Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- ✓ La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$
- ✓ Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux

### VIII.4. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

- ✓ Type d'ouvrage à construire
- ✓ Les caractéristiques du sol
- ✓ La nature et l'homogénéité du bon sol

- ✓ La charge totale transmise au sol
- ✓ La raison économique
- ✓ La facilité de réalisation

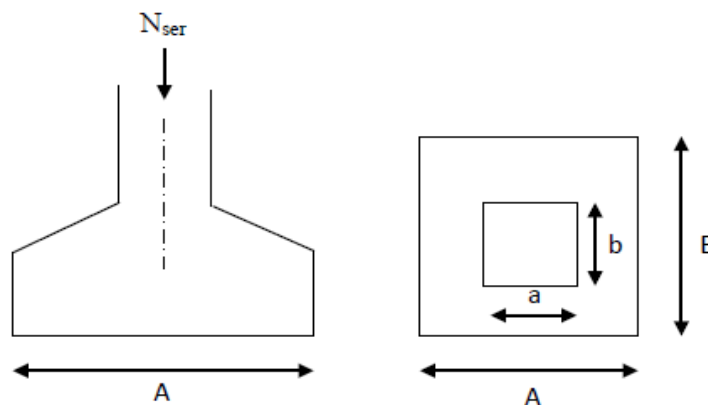
Pour le cas de notre structure, on adoptera le type de fondation en fonction des résultats de dimensionnement.

### VIII.5. Dimensionnement :

#### Semelles isolées sous poteaux :

Dans la phase de pré-dimensionnement, il est essentiel de prendre en compte uniquement l'effort normal maximal ( $N_s \text{ max}$ ) qui se manifeste à la base du poteau le plus fortement sollicité. Cet effort normal constitue le principal paramètre à considérer pour évaluer les charges verticales qui seront transmises à la fondation de ce poteau spécifique.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$



**Figure VIII .1 : Semelle isolée sous poteau.**

Avec :  $\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{45}{45} = 1 = k$  donc :  $A = B$

alors :  $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{k \times \sigma_{sol}}}$  avec :  $N_{ser} = 864.45 \text{ KN}$  ,  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

donc :  $A = B \geq \sqrt{\frac{864.45}{1 \times 2 \times 10^2}} = 2.07 \text{ m}$

#### Conclusion :

Les dimensions des semelles isolées entraînent un chevauchement significatif, ce qui justifie le choix des semelles filantes.

**Semelle filantes :****1. Semelles filantes sous voiles**

$$\frac{N_{ser}}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

- Avec :
- B : La largeur de la semelle.
  - L : Longueur de la semelle
  - G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré
  - $\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol

**Surfaces des semelles filantes sous voiles**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

	Voiles	Longueur	N <sub>smax</sub> (KN)	Largeur B	S= L×B (m <sup>2</sup> )	nombres	S totale (m <sup>2</sup> )
<b>Voiles longitudinal</b>	V1	2	594.23	1.48	2.97	4	11.88
<b>Voiles transversal</b>	V2	1	540.16	2.7	2.7	9	24.3
							<b>36.18</b>

**Tableau VIII.1 : surface des semelles filantes sous voiles**

$S_v = \sum S_i = 36.18 \text{ m}^2$  et :  $S_v$  : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

**2. Semelles filantes sous poteaux :****a. Hypothèses de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane tel que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

**b. Etape de calcul**

- Détermination de la résultante des charges  $R = \sum N_i$
- Détermination des coordonnées de centre d'appui :  $e = \frac{\sum N_{si} \times e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la hauteur de la semelle :  $\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6}$

Avec : **L** : distance entre nus des poteaux.

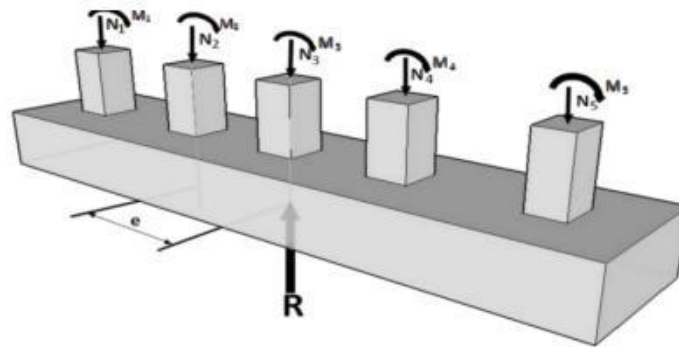
- Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

- Si  $e \leq \frac{L}{6}$  → Répartition trapézoïdale.
- Si  $e > \frac{L}{6}$  → Répartition triangulaire.

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6ei}{L} \right) = q \left( \frac{B}{4} \right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6ei}{L} \right)$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6ei}{L} \right) = q \left( \frac{B}{4} \right) = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6ei}{L} \right)$$

- Détermination de la largeur B de la semelle :  $B \geq \frac{q(\frac{L}{4})}{\sigma_{sol}}$



**Figure VIII .2 : Semelle filante.**

### c. Exemple de calcul :

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux (fil de poteau le plus sollicité)

On fera le calcul sur le portique longitudinal :

Poteaux	Nser (KN)	Mi (KN.m)	ei (m)	Nser x ei (KNm)
<b>P20</b>	619.92	0.384	-5.2629	-3262.6
<b>P19</b>	864.45	-0.28	-1.7692	-1529.4
<b>P17</b>	860.73	5.387	1.7692	1204.34
<b>P18</b>	607.33	-5.23	5.2629	3196.31
<b>Somme</b>	2952.43	0.261	/	6133.86

**Tableau VIII.2 : Résultante des charges sous poteaux à l'ELS.**

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

- Détermination de la résultante des charges transmise par les poteaux est :

$$R = \sum N_i = \mathbf{2952.43 \text{ KN}}$$

➤ Détermination des coordonnées de la structure :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = \frac{6133.86 + 0.261}{2952.43} = 2.07 \text{ m}$$

➤ Détermination de la distribution de la réaction de la semelle par mètre linéaire :

$$\left. \begin{array}{l} e = \frac{L}{6} = \frac{16.95}{6} = 2.83 \text{ m} \\ e_i = 2.07 \text{ m} \end{array} \right\} \longrightarrow e_i = 2.07 \text{ m} < e = 2.83 \text{ m} \quad \text{Répartition trapézoïdale.} \rightarrow$$

$$q_{max} = \frac{N_s}{L} \left( 1 + \frac{6 \times e}{L} \right) = \frac{2952.43}{16.95} \left( 1 + \frac{6 \times (2.07)}{16.95} \right) = 301.82 \text{ KN/ml}$$

$$q_{min} = \frac{N_s}{L} \left( 1 - \frac{6 \times e}{L} \right) = \frac{2952.43}{16.95} \left( 1 - \frac{6 \times (2.07)}{16.95} \right) = 46.55 \text{ KN/ml}$$

$$q_{L/4} = \frac{N_s}{L} \left( 1 + \frac{3 \times e}{L} \right) = \frac{2952.43}{16.95} \left( 1 + \frac{3 \times (2.07)}{16.95} \right) = 238 \text{ KN/ml}$$

➤ Détermination de la largeur B de la semelle:

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{238}{200} = 1.19 \text{ m}^2$$

On prend : B = 1,5 m.

On aura donc : S = B × L = 1.5 × 16.95 = 25.43 m<sup>2</sup>

Nous aurons la surface totale des semelles filantes sous poteaux :

$$S_p = S \times n = 25.43 \times 3 = 76.29 \text{ m}^2.$$

Avec n : Nombre de portique dans le sens considéré.

La surface totale des semelles filantes sous voile et sous poteaux :

$$S_t = S_p + S_v = 76.29 + 36.18 = 112.47 \text{ m}^2.$$

La surface totale de bâtiment :

$$S_{batiment} = 16.95 \times 13.50 = 288.825 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{112.47}{288.83} = 38.94\% \Rightarrow S_t < 50\% S_{bat}$$

**Conclusion** : On remarque que la surface de la semelle est inférieure à 50% de la surface totale de notre bâtiment. Donc nous allons opter pour des semelles filantes.

### VIII.6. Calcul des semelles filantes :

a) **Semelle sous Poteau:**

▪ **Dimensionnement de la semelle sous Poteau :**

$$\text{Hauteur de la semelle : } h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5$$

Avec: **B**: largeur de la semelle

**b**: coté du Poteau

$$h_s \geq \frac{150-45}{4} + 5 = 31.25\text{cm}$$

On adopte une hauteur de  $h_s = 35\text{cm}$

Soit les dimensions suivantes :

$$L = 350\text{ cm} ; B = 150\text{cm} ; h_s = 35\text{cm}$$

▪ **Calcul de la poutre de rigidité :**

➤ **Hauteur de la poutre de rigidité :**

$$\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6} \Rightarrow \frac{350}{9} \leq h_p \leq \frac{350}{6} \quad 38.88 \leq h_p \leq 58.33\text{ cm}$$

Soit :  $h_p = 65\text{cm}$

➤ **Largeur de la poutre de rigidité :**

$$\frac{1}{3}h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3}h_p \Rightarrow \frac{1}{3}60 \leq b_p \leq \frac{2}{3}60 \Rightarrow 20 \leq b_p \leq 40\text{cm}$$

Soit:  $b_p = 45\text{cm}$

➤ **Calcul du ferrailage:**

Poteaux	$N_u$ (KN)	$M_u$ (KN.m)	ei (m)	$N_i \times ei$ (KNm)
<b>P20</b>	1185.45	-0.384	-0.0003	-0.355
<b>P19</b>	832.92	-7.276	-0.009	-7.5
<b>P17</b>	1190.59	0.529	0.0004	0.45
<b>P18</b>	850.46	7.495	0.009	7.65
<b>Somme</b>	4059.42	0.364	/	0.245

**Tableau VIII.3 : Résultats des charges sous poteaux à l'ELU**

▪ **Détermination de la résultante des charges :**

$$R = \sum N_i = 4059.42\text{ KN}$$

▪ **Détermination des coordonnées de la structure :**

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = \frac{0.245 + 0.364}{4059.42} = 0.0001\text{m}$$

▪ **Détermination de la distribution de la réaction de la semelle par mètre linéaire:**

$$\frac{L}{6} = \frac{16.95}{6} = 2.83\text{m} > e = 0.0001\text{m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{4059.42}{16.95} \left(1 + \frac{6 \times 0.0001}{16.95}\right) = 239.5\text{KN/ml}$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{4059.42}{16.95} \left(1 - \frac{6 \times 0.0001}{16.95}\right) = 239.48\text{KN/ml}$$

$$q_{\frac{L}{4}} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{4059.42}{16.95} \left(1 + \frac{3 \times 0.0001}{16.95}\right) = 239.49\text{KN/ml}$$

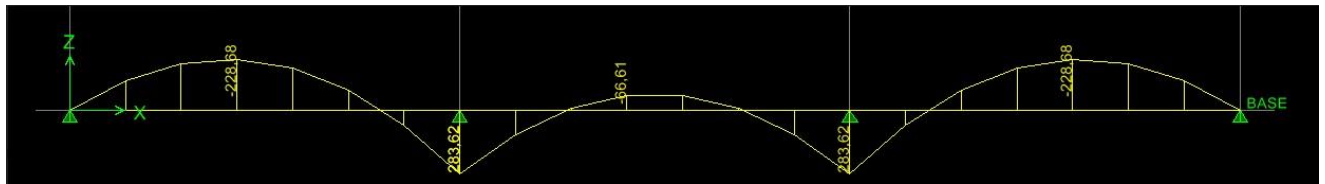


Figure VIII.3 : Diagramme des moments dans la poutre de rigidité à l'ELU

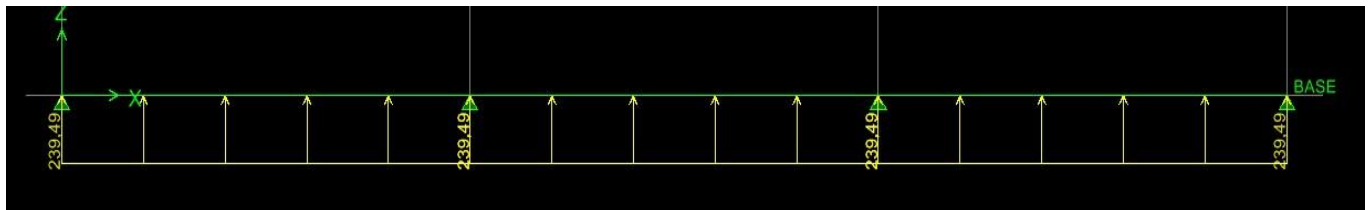


Figure VIII.4 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutre de rigidité à l'ELU

- Les armatures longitudinales:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} \quad A_{min} = \frac{0.23bd}{f_e} f_{t28}$$

Avec:  $b = 45\text{cm}$      $c = c' = 5\text{cm}$      $h = 65\text{cm}$      $d = h - c = 60\text{cm}$

Localisation	Moments (KN.m)	$\mu$	$\beta$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	ferraillage	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
Appuis	283.62	0.12	0.936	14.51	3.26	4HA16+4HA16	16.08
Travées	228.68	0.10	0.947	11.56	3.26	4HA16+4HA12	12.56

### Ferraillage de la poutre de rigidité

- Calcul des armatures transversales:

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_{min}; \frac{b}{10} \right\} \Rightarrow \phi \leq \min \left\{ \frac{650}{35}; \phi_{min}; \frac{450}{10} \right\} \Rightarrow \phi \leq \min \{18.57; 14; 45\}$$

$$\Rightarrow \phi \leq 14\text{mm}$$

Donc le choix adopté est le suivant: HA10

Soit :  $4\text{HA}10 = 3.39 \text{ cm}^2$

- Determination des espacements:

- Zone nodale:

$$S_t \leq \left\{ \frac{H}{4}; 12\phi_{min} \right\} \rightarrow S_t \leq \left\{ \frac{65}{4}; 12 \times 1.4 \right\} \rightarrow S_t \leq \{16.25; 16.8\}$$

→  $S_t = 10\text{cm}$

- Zone courante:

$$S_t \leq \frac{H}{2} \rightarrow S_t \leq \frac{65}{2} \rightarrow S_t \leq 32.5 \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

▪ **Vérification des conditions du RPA99 version 2003 sur la section d'armatures transversales :**

Selon le RPA99 dans l'article, la section d'armatures transversales doit vérifier la condition

$$A_t \geq A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

- **Zone nodale :**

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Zone courante :**

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0.003 \times 20 \times 45 = 2.4 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ **Verification à l'ELU:**

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = \frac{0.23bd}{f_e} f_{t28} = \frac{0.23 \times 45 \times 60}{400} \times 2.1 = 3.26 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis:**  $A_a = 16.08 \text{ cm}^2 > 3.26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$

➤ **En travées :**  $A_t = 12.56 \text{ cm}^2 > 3.26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$

- **vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \left\{ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right\} ; \tau_u = 2.5 MPa$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{239.49 \times 3.5}{2} = 419.10 KN$$

$$\tau_u = 0.15 MPa < \tau_u = 2.5 MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Verification à l'ELS:**

On doit vérifier les conditions suivantes :

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

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

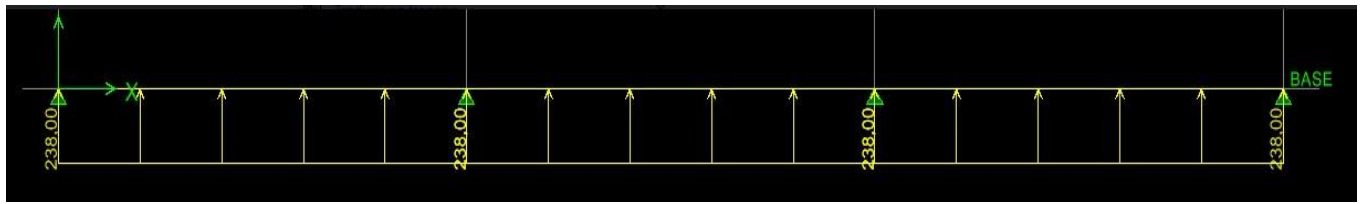
$$\rho = \frac{100A_s}{b.d}$$

**La contrainte de l'acier :**

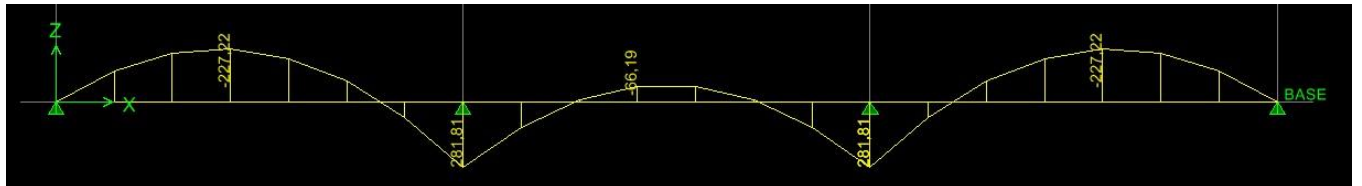
$$\sigma_s = \frac{M_s}{A.\beta.d}$$

On a  $q_s = 238 \text{ KN/ml}$

A l'aide de logiciel ETABS on détermine les moments dus à  $q_s$  :



**Figure VIII.5 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutre de rigidité à l'ELS**



**Figure VIII.6 : Diagramme des moments de la poutre de rigidité sous poteaux à l'ELS**

➤ **Aux appuis :**  $M_a = 281.81 \text{KN.m}$

$$\rho = \frac{100A_s}{b.d} = \frac{100 \times 16.08}{45 \times 60} = 0.59$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A.\beta.d} = \frac{281.81 \times 10^6}{16.08 \times 10^2 \times 0.886 \times 600} = 329.67 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{329.67}{28.86} = 11.42 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

➤ **En travées :**  $M_t = 227.22 \text{KN.m}$

$$\rho = \frac{100A_s}{b.d} = \frac{100 \times 12.56}{45 \times 60} = 0.46$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A.\beta.d} = \frac{227.22 \times 10^6}{12.56 \times 10^2 \times 0.897 \times 600} = 336.13 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{336.13}{33.54} = 10.02 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

▪ **vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{MPa}$$

➤ **Aux appuis:**

$$\sigma_s = 329.67 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{MPa}$$

➤ **En travées:**

$$\sigma_s = 336.13 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{MPa}$$

➤ **Ferraillage de la semelle sous poteaux :**

le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles

$$A_s = \frac{N_u(B-b)}{8d_b\sigma_{st}} = \frac{1190.59 \times (150-45)}{8 \times 30 \times 34.8} = 14.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend une section de **6HA14 + 6HA12 = 9.24+6.79 = 16.03 cm<sup>2</sup>/ml**

Avec un espacement **S<sub>t</sub> = 15cm**

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 4 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3\text{HA14} = 4.62\text{cm}^2$$

b) **Semelle sous voile:**

➤ **Dimensionnement de la semelle sous voile :**

**La hauteur de la semelle :**

$$h_s \geq \left(\frac{B-b}{4}\right) + 5$$

$$h_s \geq \left(\frac{150-20}{4}\right) + 5 = 37.5\text{cm}$$

On prend  $h_s = 40\text{cm}$

Donc :  $B = 150\text{cm}$  ;  $h_s = 40\text{cm}$  ;  $L = 350\text{cm}$

➤ **Verification:**

On doit vérifier que  $\sigma_{sol} \leq \sigma_{sol}$

$$\text{Avec : } \sigma_{sol} = \frac{N_s + G_s}{B.L}$$

$$G_s = 25 \times 0.4 \times 1.5 \times 3.5 = 52.5\text{KN}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{sol} = \frac{594.23 + 52.5}{1.5 \times 3.5} = 123.18 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 123.18\text{KN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 200\text{KN/m}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Ferraillage de la semelle:**

$$M_u = N_u \frac{(B-b)^2}{8.B} \quad \text{avec: } N_u = 594.23\text{KN}$$

$$M_u = 594.23 \times \frac{(1.5-0.2)^2}{8 \times 1.2} = 104.60\text{KN.m}$$

$$A_{ust} = \frac{M_u}{0.9d\sigma_{st}} = \frac{104.60 \times 10^2}{0.9 \times 145 \times 34.8} = 2.30\text{cm}^2$$

Soit: **7HA14 = 10.78 cm<sup>2</sup>** avec un espacement **S<sub>t</sub> = 15cm**

➤ **Armature de répartition:**

$$A = \frac{A_{st}}{4} = \frac{10.78}{4} = 2.695\text{cm}^2$$

Soit à prendre : **4HA12 = 4.52cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **25cm<sup>2</sup>**

### VIII.7. Ferrailage des longrines:

#### a) Le role des longrines:

Les longrines servent de chainage pour semelles dans les deux sens, elles rigidifient l'infrastructure et empêchent les semelles de se déplacer les unes par rapport aux autres. Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous d'une force égale à:

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN$$

N: la valeur maximale des charges de gravité apportées par les points d'appuis solidarités

$\alpha$  : Coefficient de zone sismique et de la catégorie du site considéré :

Site S<sub>3</sub> }  
Zone II }

#### b) Dimensionnement des longrines:

Les dimensions minimales de la section transversales des longrines d'après le RPA99 (Art 10.1.1) sont:

(25cm×30cm): site de catégorie S<sub>2</sub> et S<sub>3</sub>

(30cm×30cm): site de catégorie S<sub>4</sub>

On adopte pour notre cas une section de **(25cm×30cm)**

#### c) Armatures longitudinales:

$$N_u = 864.45KN$$

$$\alpha = 12 \text{ (zone IIa; site3)}$$

$$F = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{864.45}{12} = 72.03 KN > 20KN$$

$$A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{72.03}{34.8} = 2.07 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend: } 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimum exigé par RPA est de 0.6% de la section totale

$$A_{\min} = 0.6\% bh$$

$$A_{\min} = 0.006 \times 25 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

$A_t < A_{\min} \rightarrow$  **Condition vérifiée**

#### d) Les armatures transversales:

$$\phi_t \leq \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{t\min} \right\} \rightarrow \phi_t \leq \left\{ \frac{300}{35}; \frac{250}{10}; 14 \right\} \rightarrow \phi_t \leq \{ 8.5; 25; 14 \}$$

$$\rightarrow \phi_t \leq 8.5mm$$

Donc le choix adopté a un cadre de HA8

**e) Espacement des cadres:**

Selon le RPA99 version 2003, l'espacement entre les cadres doit être :

$$S_t \leq \min(20; 15\phi_l) \rightarrow S_t \leq \min(20; 15 \times 1.5) \rightarrow S_t \leq \min(20; 21) \rightarrow S_t = 20\text{cm}$$

**Conclusion:****a. Semelles filantes sous poteaux:****▪ La semelle:****❖ Dimensionnement:**

La hauteur = 35cm

La largeur = 150cm

**❖ Ferrailage:**

Armatures longitudinales :  $6\text{HA}14+6\text{HA}12 = 16.03\text{cm}^2$  avec un espacement de 15cm

Armatures de répartition :  $3\text{HA}14 = 4.62\text{cm}^2$  avec un espacement de 20cm

**▪ Poutre de rigidité:****❖ Dimensionnement:**

▪ La hauteur = 65cm

▪ La largeur = 45cm

**❖ Ferrailage :**

▪ Aux appuis :  $4\text{HA}16+4\text{HA}16 = 16.08\text{cm}^2$

▪ En travées :  $4\text{HA}16+4\text{HA}12 = 12.56\text{cm}^2$

Avec:

▪ Un espacement de 10cm en zone nodale

▪ Un espacement de 20cm en zone courante

**b. Semelles filantes sous voiles:****❖ Dimensionnement:**

La hauteur = 40cm

La largeur = 150cm

**❖ Ferrailage:**

✓ Armatures longitudinales:  $7\text{HA}14 = 10.78\text{cm}^2$  avec un espacement de 15cm

✓ Armatures de répartition:  $4\text{HA}12 = 4.52\text{cm}^2$  avec un espacement de 25cm

**c. Ferrailage des longrines:**

- Armatures longitudinal:  $3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$
- Armatures de répartition : cadre de HA8

# *Conclusion générale*

Ce mémoire a présenté une étude approfondie du calcul structural d'un bâtiment, intégrant les différentes étapes cruciales du processus de conception et d'analyse. Nous avons commencé par une présentation générale des éléments de l'ouvrage et une revue détaillée des exigences normatives et des principes de base du calcul structural, avant de passer à une analyse pratique des charges et des contraintes appliquées au bâtiment étudié.

L'élaboration de ce projet nous a permis de faire appel à des méthodes manuelles approchées, citons parmi elles ; la méthode statique équivalente, et la méthode forfaitaire. Notre but consiste à maîtriser le sens de calcul des ouvrages en béton armé, ainsi que la philosophie du B.A.E.L et le règlement de R.P.A.99/2003, qui visent à assurer un niveau de protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des charges verticales et des effets des actions sismiques, par une conception et un dimensionnement approprié.

Les résultats obtenus ont confirmé que le bâtiment est conforme aux exigences de sécurité et de performance définies au début du projet. Les analyses ont révélé que les choix de conception effectués étaient appropriés pour les conditions spécifiques du site et les exigences fonctionnelles du bâtiment. Toutefois, certaines améliorations peuvent être envisagées pour optimiser encore davantage les coûts et la performance, notamment en explorant des matériaux alternatifs ou en ajustant certains paramètres de conception.

En guise de perspective, nous proposons pour des études futures de mettre l'accent sur la durabilité et l'efficacité énergétique des bâtiments incite à examiner de nouvelles approches pour réduire l'empreinte carbone et améliorer la performance énergétique des structures. Les études futures pourraient inclure des évaluations approfondies de l'impact environnemental des différentes options de conception et de construction, ainsi que l'intégration de solutions énergétiques renouvelables. Il serait également émouvant d'émerger les nouvelles méthodes de construction, telles que la préfabrication ou la construction additive (impression 3D), ouvre des perspectives intéressantes pour la conception et le calcul des bâtiments. L'étude de ces techniques pourrait permettre de réduire les délais de construction, améliorer la précision des éléments fabriqués et explorer de nouvelles possibilités architecturales.

# BIBLIOGRAPHIE

## ✚ Règlements :

- Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charges permanentes et charges d'exploitation.
- Support AUTODESK.
- Règles de béton armé aux états limites BAEL appliqué

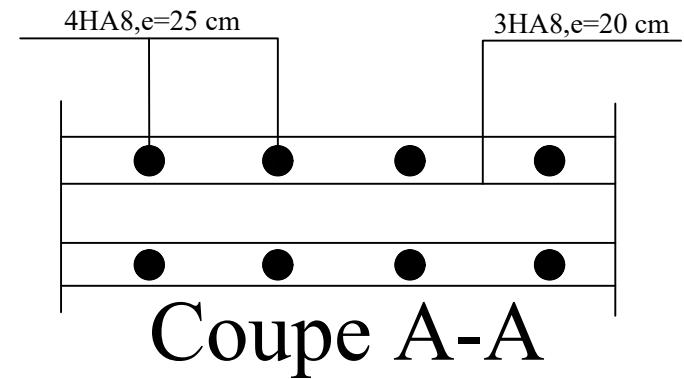
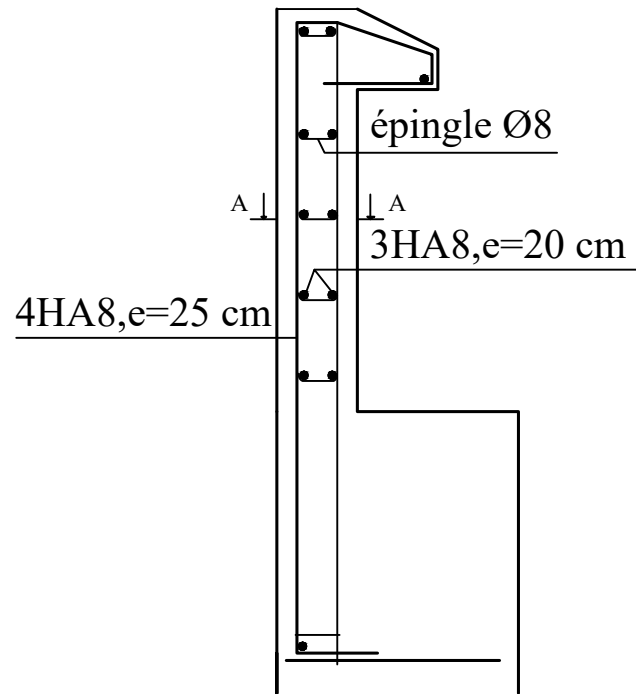
## ✚ Logiciels :

- Logiciel ETABS.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- EXCEL 2007.
- WORD 2007.
- Power Point2007.
- AUTOCAD 2008.

## ✚ Ouvrage :

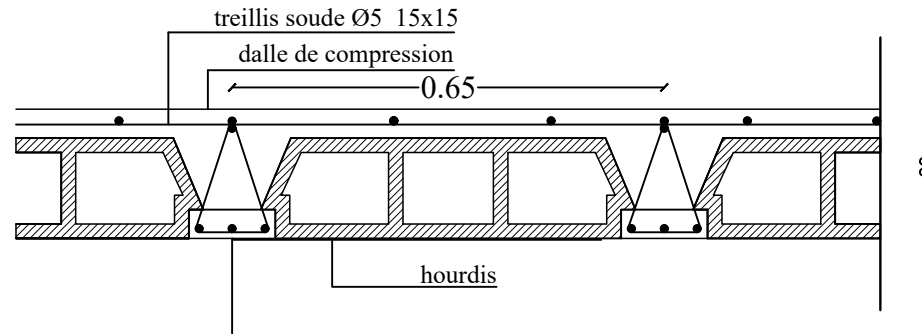
- Les abaques de PIGEAUD.
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.
- Cours et TD (Béton, MDS et RDM)
- BRAHIM Younes. (2015). « *TOUT EN UN Calcul des structures de bâtiment en béton armée* » Ingénieur d'état de l'EHTP
- BARAKA Abdelhak. (2005/2006). « *Béton armée I TEC 1853* » support du cours, Centre Universitaire de Béchar

# ferrailage acrotère

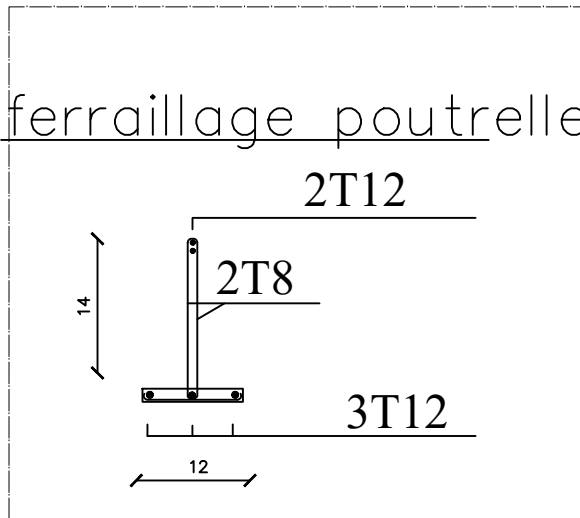


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL.	
G E N I E C I V I L	ETUDIER PAR: ZEBICHE Hana ZORELI Fatima
	PROJET : ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE MULTIPLE EN R+5+2SOUS-SOLS
	Encadré par: Mr SI SALEM
	TITRE : -Ferrailage acrotère
Promotion : 2023/2024	

## DETAIL PLANCHER

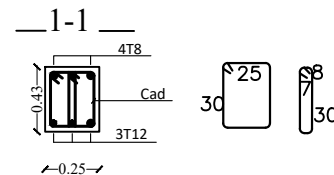
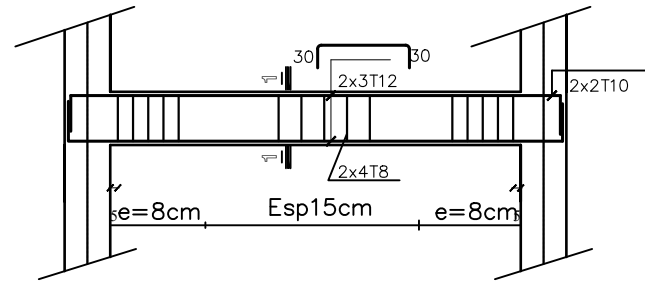


## ferrailage poutrelle



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL.	
G E N I E R I E	ETUDIER PAR: ZEBICHE Hana ZORELI Fatima
	PROJET : ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE MULTIPLE EN R+5+2SOUS-SOLS
	Encadré par: Mr SI SALEM
TITRE : -ferrailage poutrelle	
Promotion : 2023/2024	

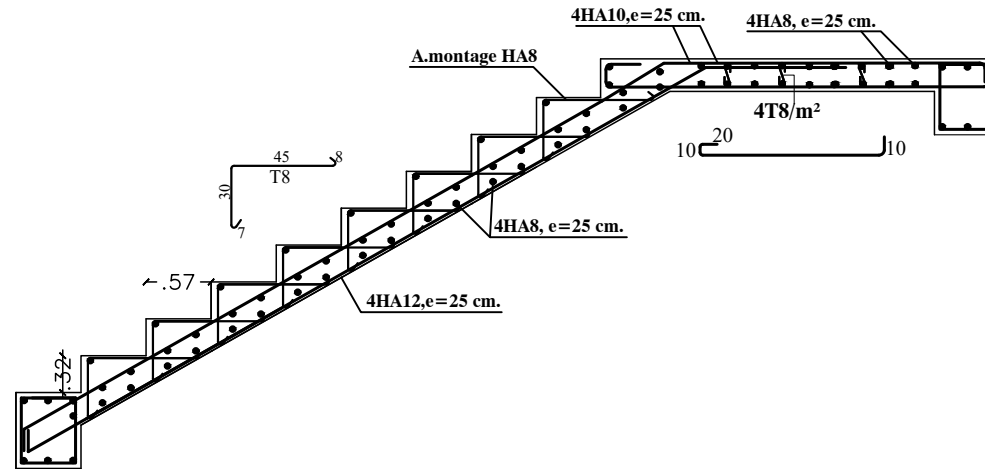
# ferrailage poutre de chainage



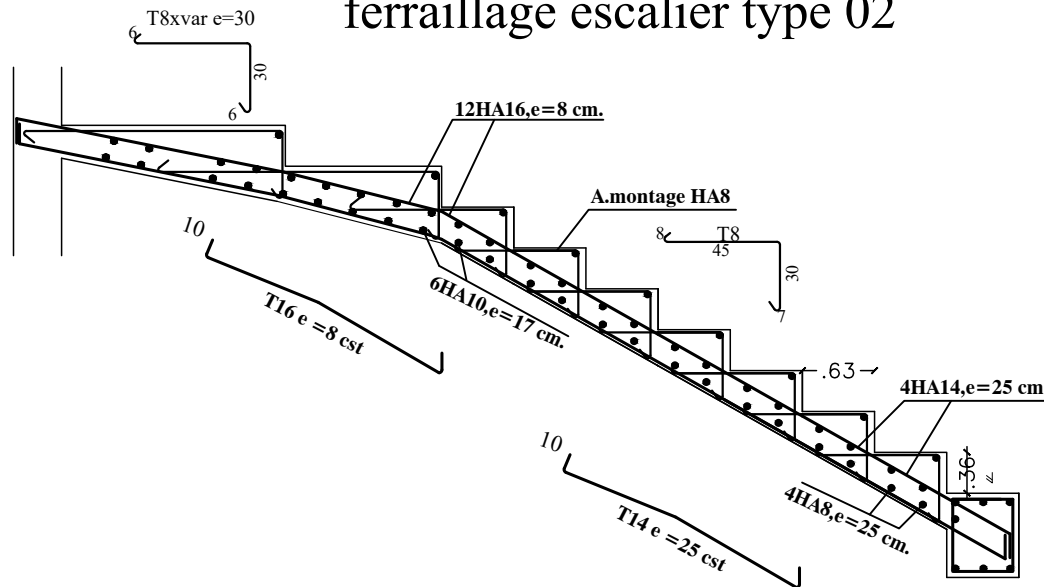
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL.	
B I B L I O T H È Q U E	ETUDIÉ PAR: ZEBICHE Hana ZORELI Fatima
	PROJET : ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE MULTIPLE EN R+5+2SOUS-SOLS
	Encadré par: Mr SI SALEM
	TITRE : -Ferrailage poutre de chainage
Promotion : 2023/2024	

# ferrailage escaliers

ferrailage escalier type 01

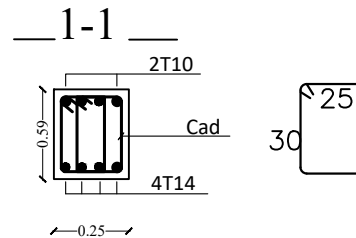
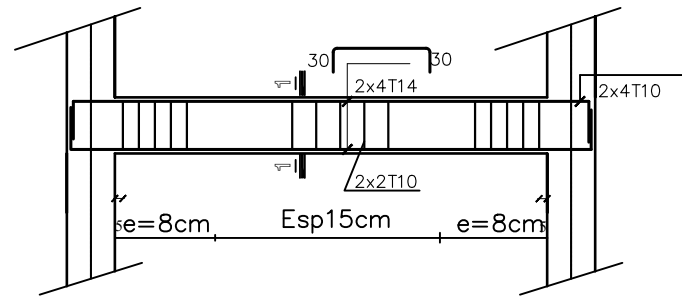


ferrailage escalier type 02



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
G E N I E R I E C I V I L	ETUDIANT PAR: ZEBICHE Hana ZORELI Fatima
	PROJET : ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE MULTIPLE EN R+5+2SOUS-SOLS
Encadré par: Mr SI SALEM	
TITRE : -Ferrailage escaliers	
Promotion : 2023/2024	

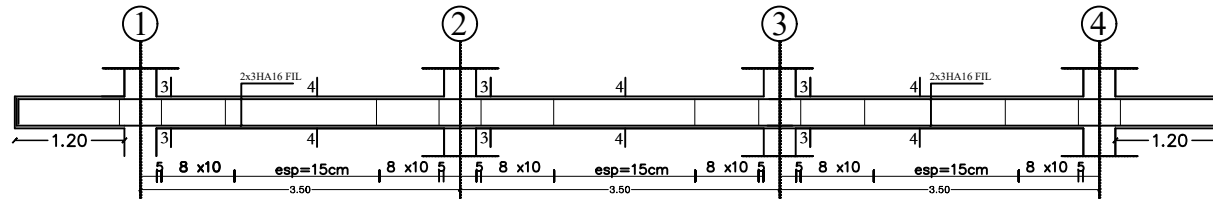
# ferrailage poutre palière



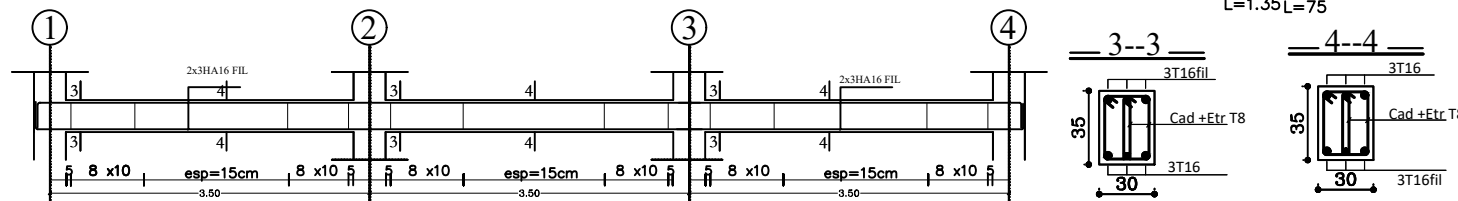
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL.	
L I V R E S	ETUDIÉ PAR: ZEBICHE Hana ZORELI Fatima
	PROJET : <i>ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE MULTIPLE EN R+5+2SOUS-SOLS</i>
	Encadré par: Mr SI SALEM
	TITRE : -Ferrailage poutre palière
Promotion : 2023/2024	

# ferrailage poutres

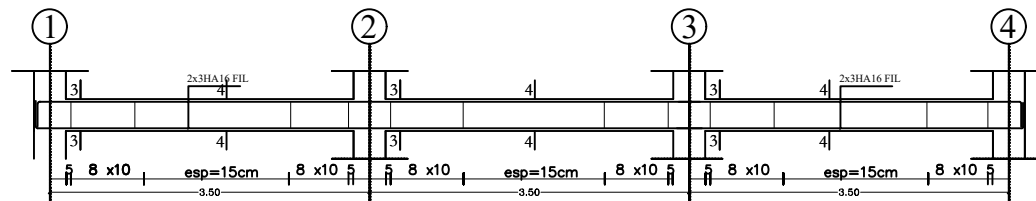
FERRAILAGE POUTRES PRINCIPALES ETAGE COURANT



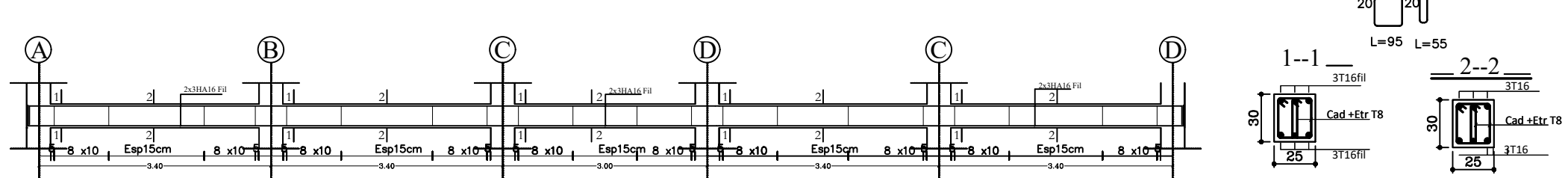
FERRAILAGE POUTRES PRINCIPALES LIEE AU VOILE



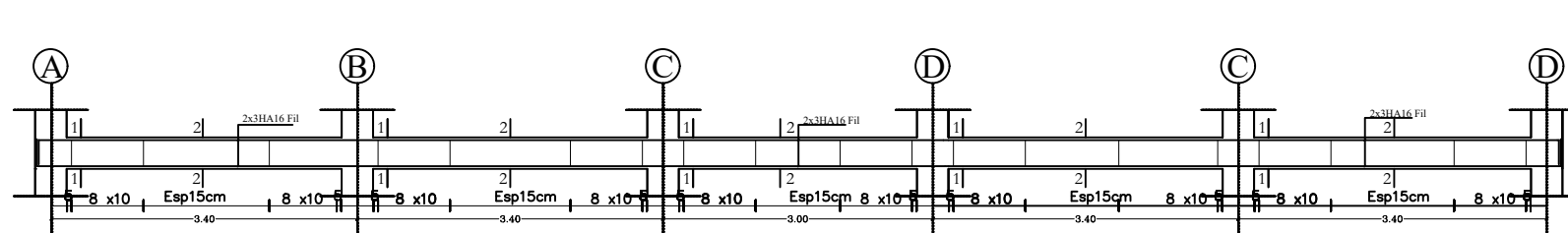
FERRAILAGE POUTRES PRINCIPALES NON LIEE AU VOILE



FERRAILAGE POUTRES SECONDAIRES LIEE AU VOILE

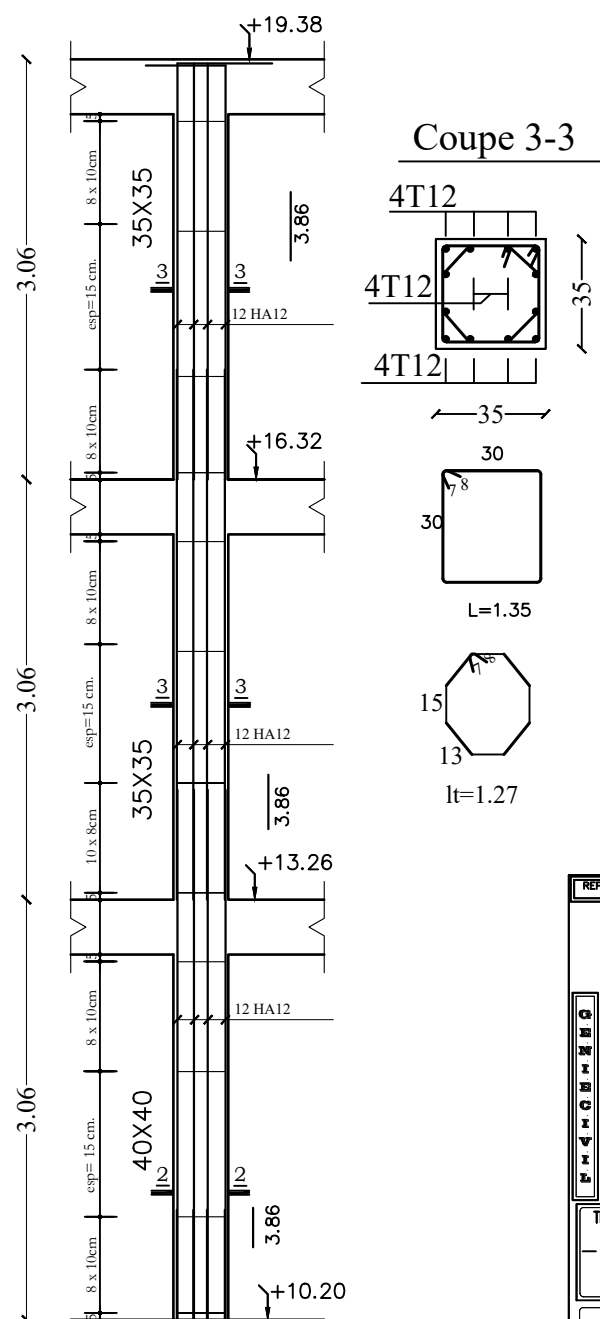
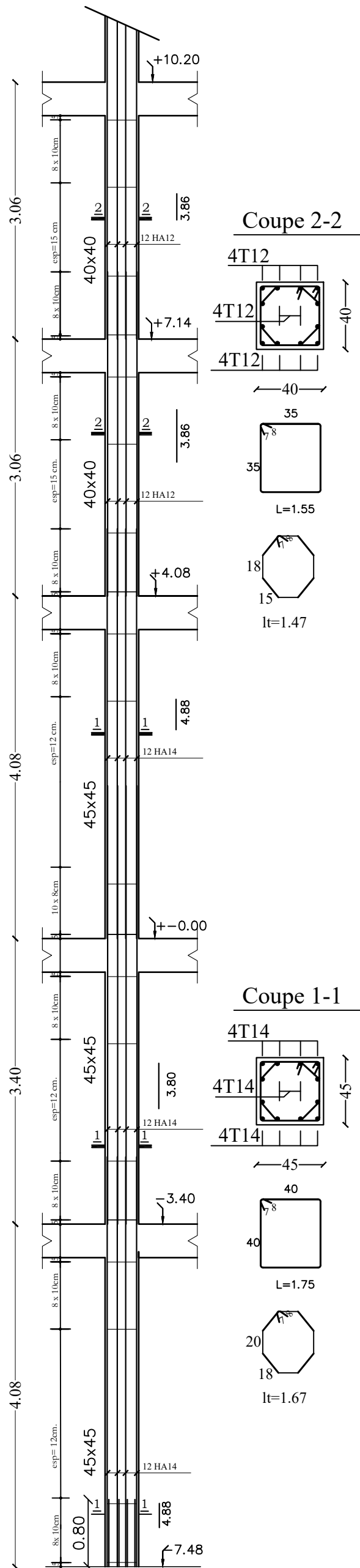


FERRAILAGE POUTRES SECONDAIRES NON LIEE AU VOILE



REPUBLIQUE ALGERENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ENDER PAR ZEBICHE Hana ZORELI Fatima	
PROJET : ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE MULTIPLE EN R+5+2SOUS-SOLS	
Encadré par: Mr SI SALEM	
TITRE : -Ferrailage poutres principales et secondaires	
Promotion : 2023/2024	

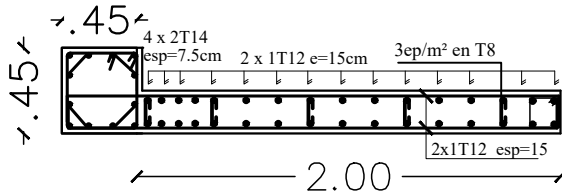
# ferrailage poteaux



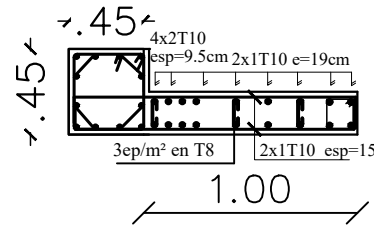
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL.	
O B I E C H I E R	ETUDIANT PAR: ZEBICHE Hana ZORELI Fatima
	PROJET : ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE MULTIPLE EN R+S+2SOUS-SOLS
Encadré par: Mr SI SALEM	
TITRE : -Ferrailage poteaux	
Promotion : 2023/2024	

## ZONE01

FERR. VOILE L=2.00 m

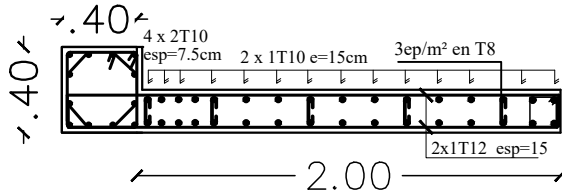


FERR. VOILE L=1.00 m

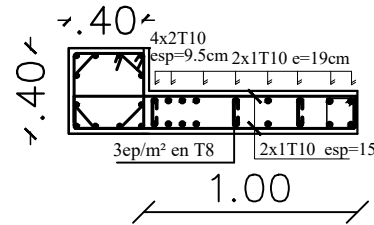


## ZONE02

FERR. VOILE L=2.00 m

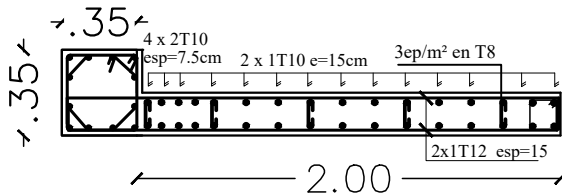


FERR. VOILE L=1.00 m

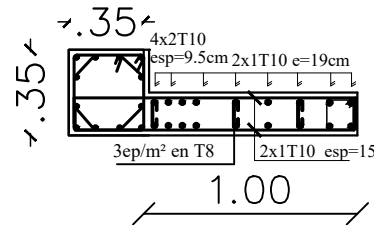


## ZONE03

FERR. VOILE L=2.00 m



FERR. VOILE L=1.00 m

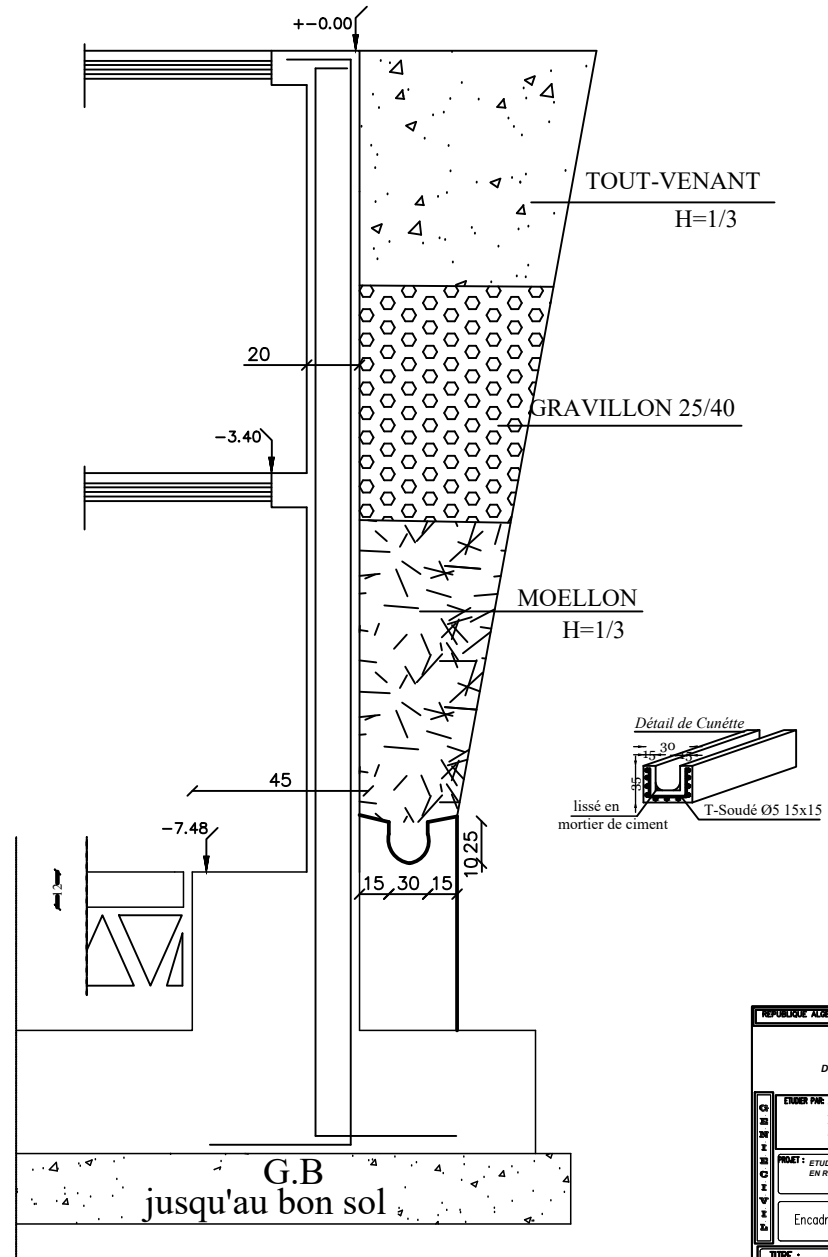
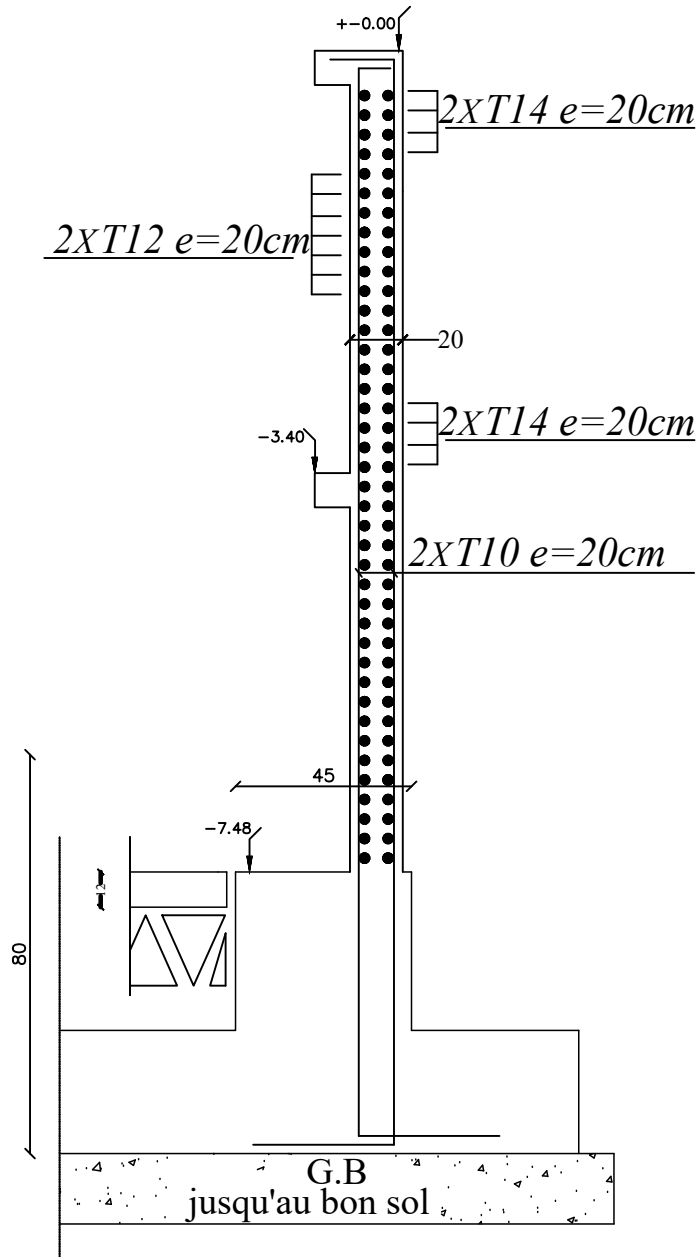


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
C O N S T R U C T I O N	EXAMEN PAR : ZEBICHE Hana ZORELI Fatima
	PROJET : ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE MULTIPLE EN R+4-SOUS-SOLS
	Encadré par: Mr SI SALEM
TITRE : -Ferrailage voiles	
Promotion : 2023/2024	

# ferrailage mur plaque

FERR. MUR PLAQUE

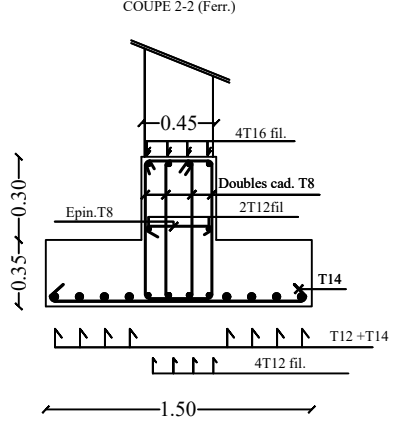
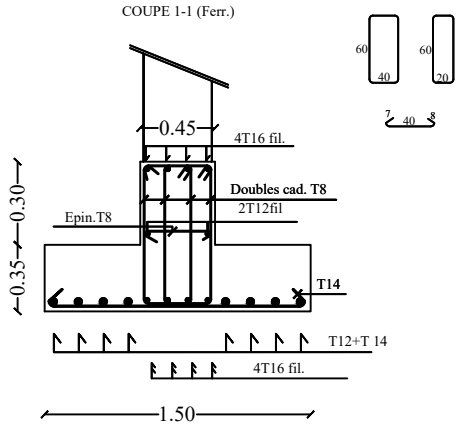
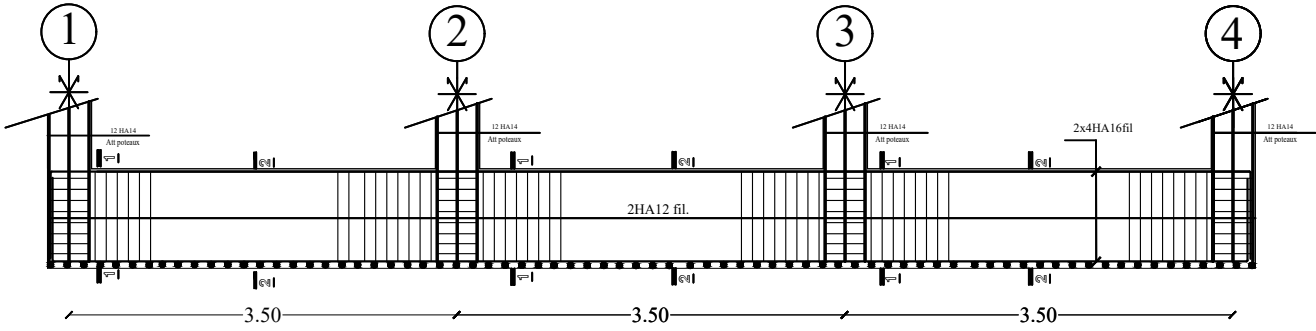
COFF. MUR PLAQUE



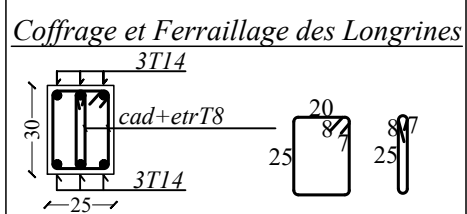
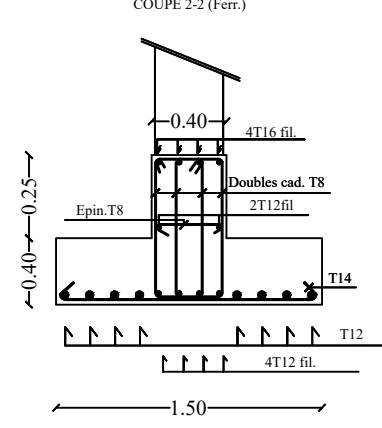
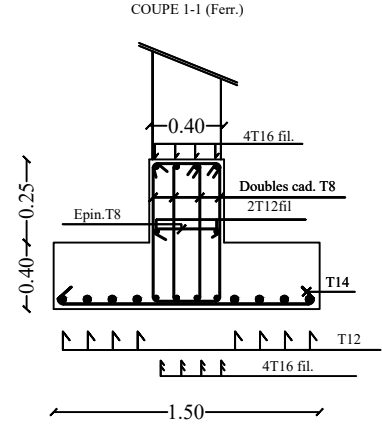
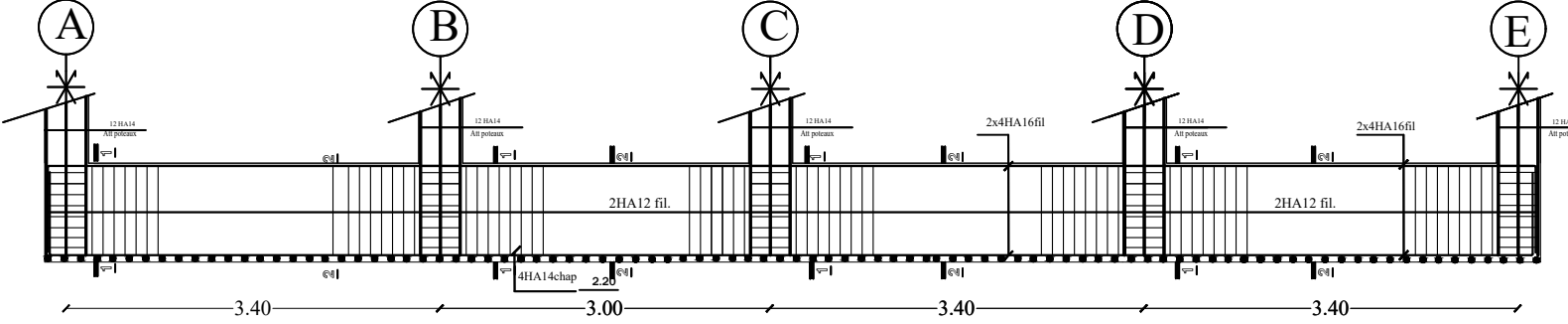
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL	
ENCADRÉ PAR :	ZEBICHE Hana ZORELI Fatima
PROJET :	ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE MULTIPLE EN R+5+2SOUS-SOLS
Encadré par: Mr SI SALEM	
TITRE :	
-Ferrailage mur plaque	
Promotion : 2023/2024	

# ferrailage semelles

Ferrailage nervure sous poteaux



Ferrailage nervure sous voile



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION  
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

ETUDIANT PAR: ZEBICHE Hana  
ZORELI Fatima

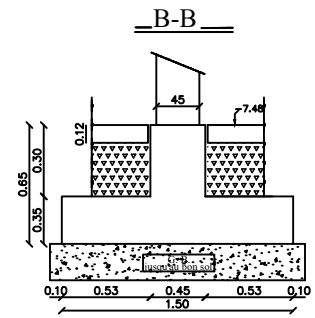
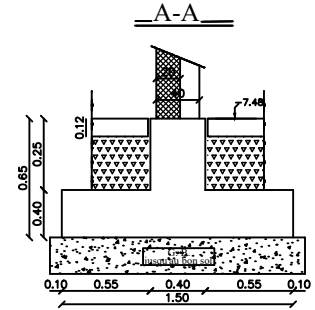
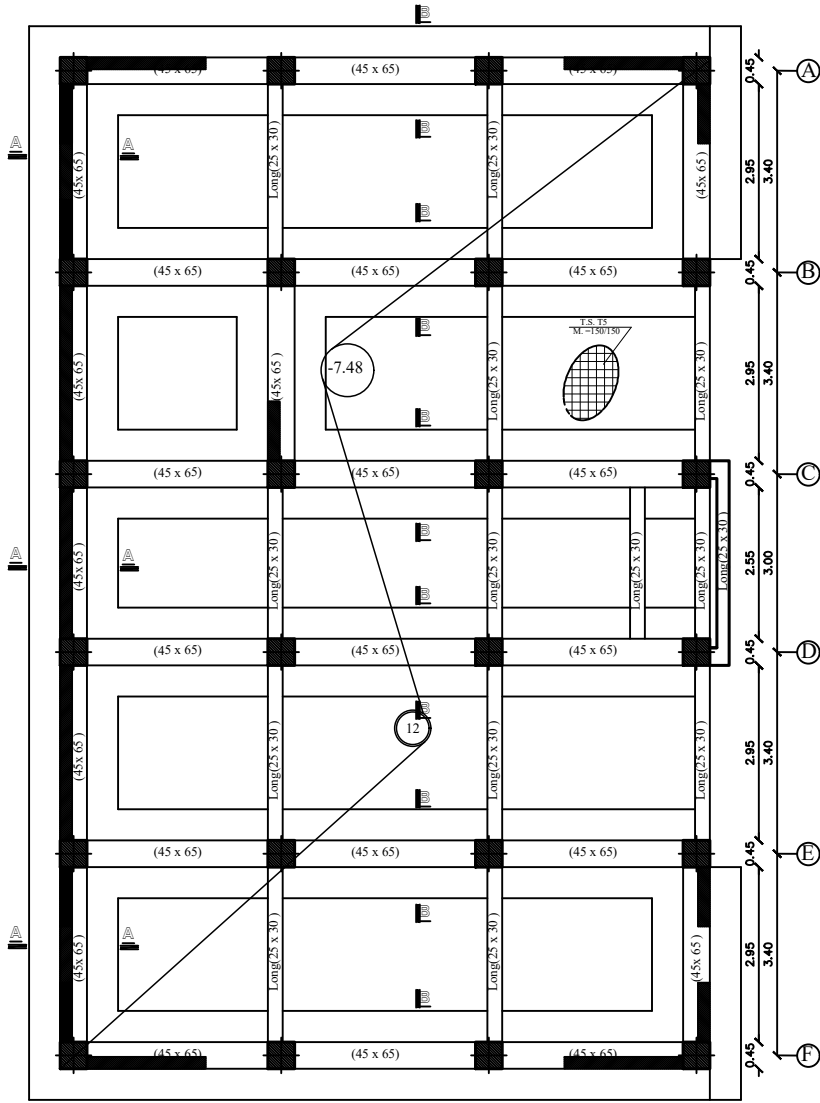
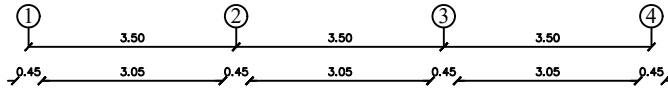
PROJET: ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE MULTIPLE EN R+5+2SOUS-SOLS

Encadré par: Mr SI SALEM

TITRE: -Ferrailage nervures

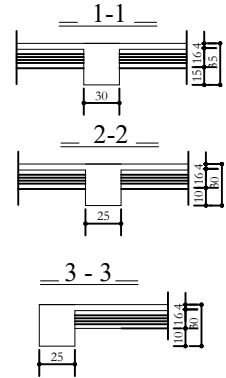
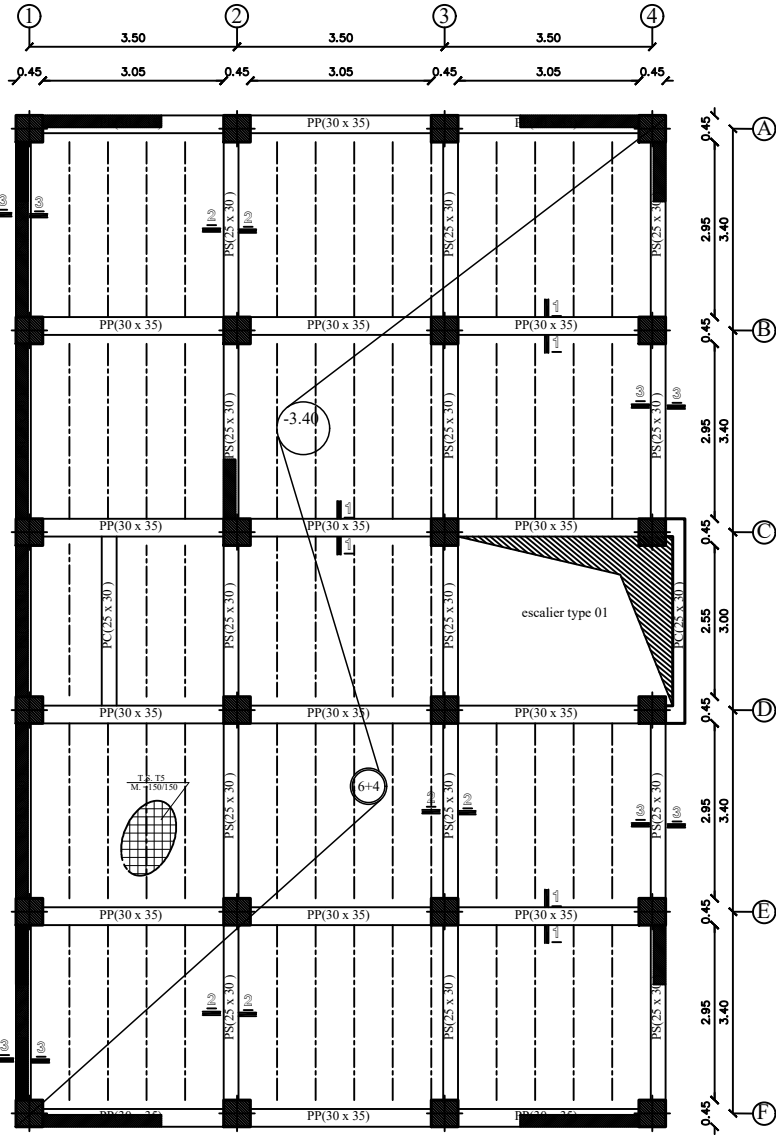
Promotion: 2023/2024

# COFFRAGE FONDATION NIV :-7.48



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ENCADRE PAR:	ZEBICHE Hana ZORELI Fatima
OBJET:	ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE MULTIPLE EN PP+PSOUS-SOLS
Encadré par: Mr SI SALEM	
TITRE:	- coff. fondations
Promotion : 2023/2024	

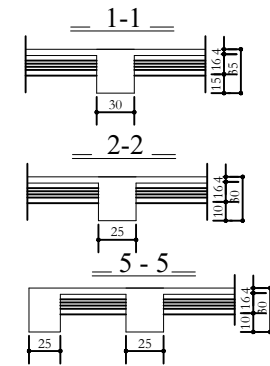
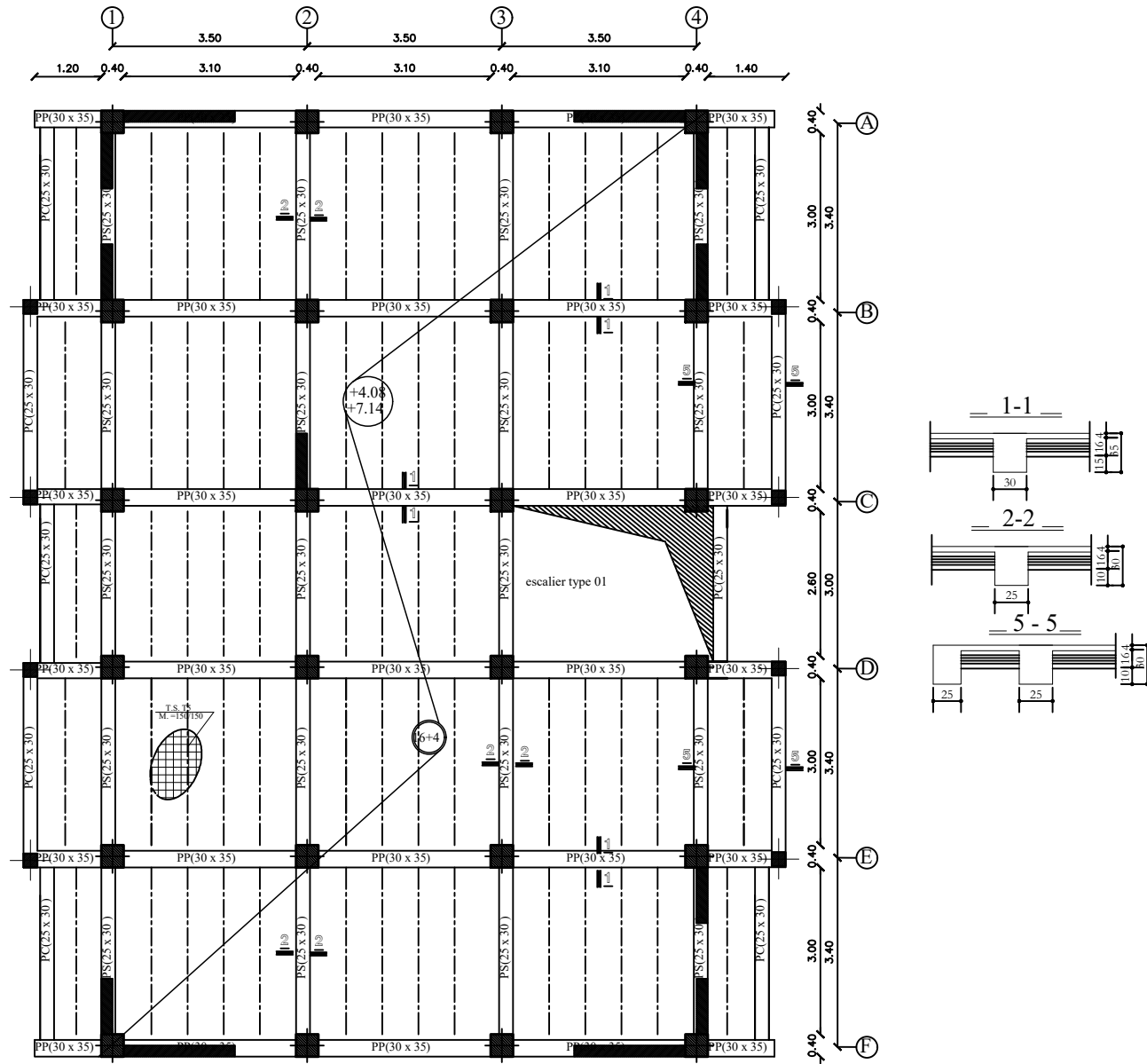
# COFFRAGE PLANCHER NIV :-3.40



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIANT PAR :	ZEBICHE Hana ZORELI Fatima
PROJET :	ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE MULTIPLE EN R+4+2S+0S+2S
Encadré par: Mr SI SALEM	
TITRE :	-coff. plancher
Promotion : 2023/2024	

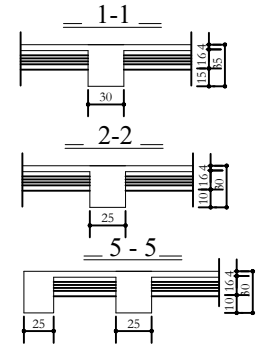
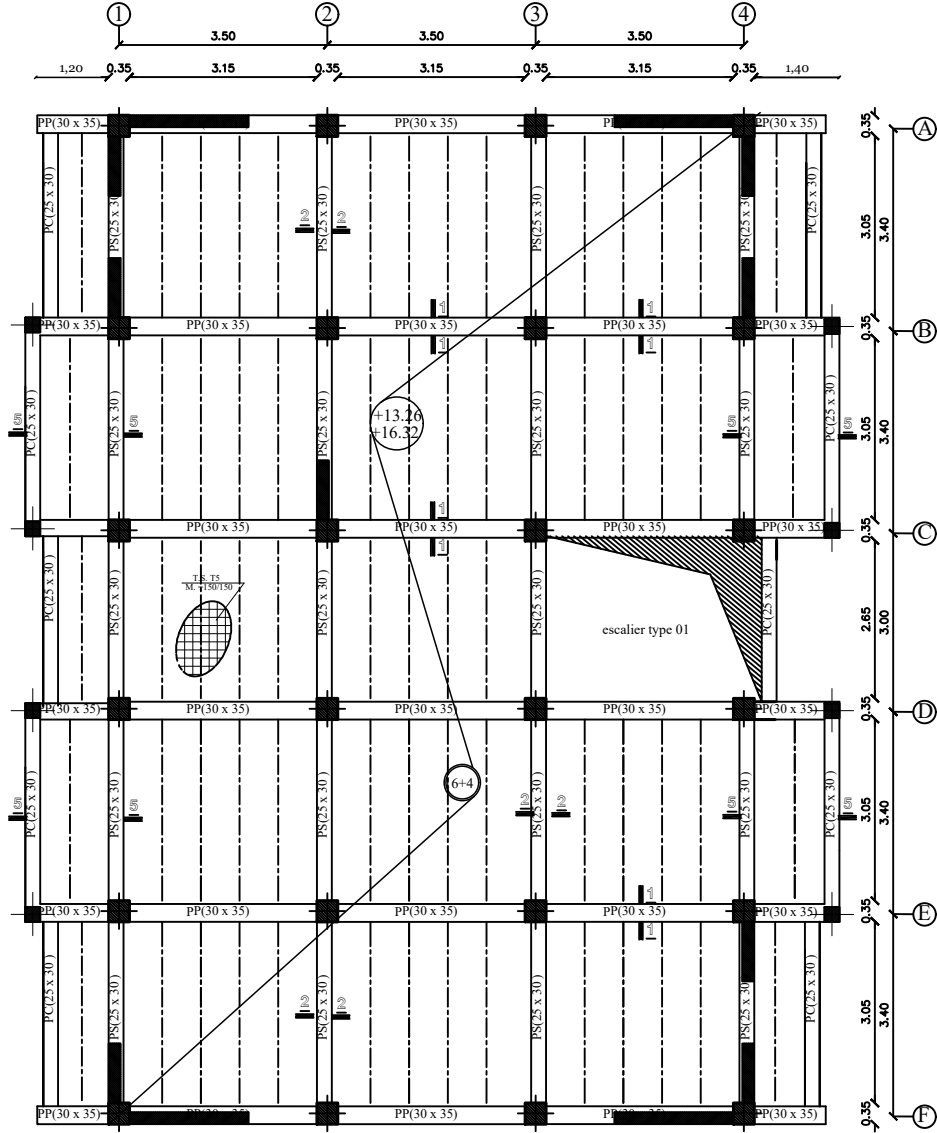


# COFFRAGE PLANCHER NIV :+4.08, 7.14 et +10.20



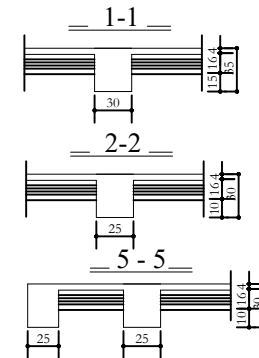
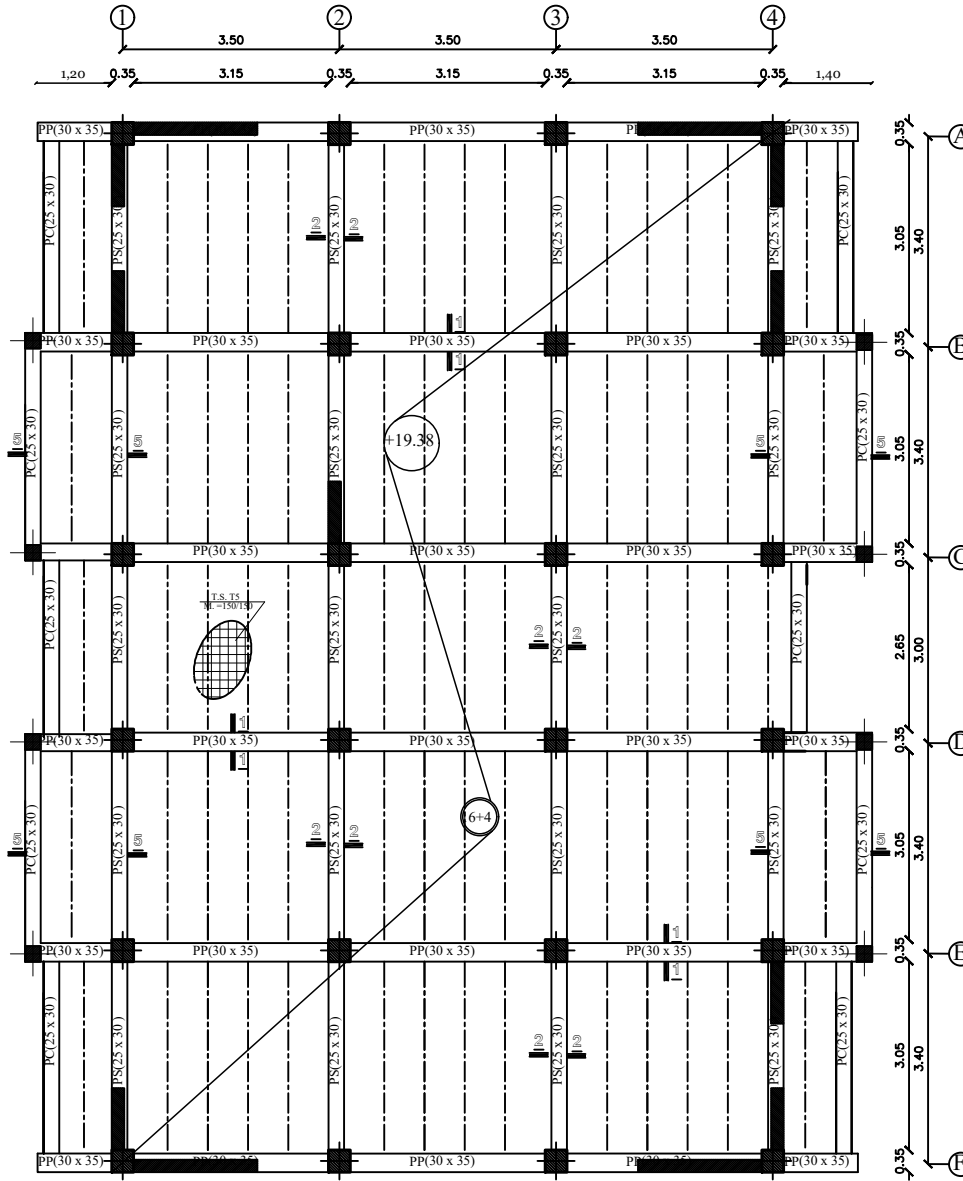
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
G R A D U E	ETUDE PAR <b>ZEBICHE Hana</b> <b>ZORELI Fatima</b>
	PROJET : ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE MULTIPLE EN R+4+2SOUS-SOLS
	Encadré par: Mr SI SALEM
	TITRE : -coff. plancher
	Promotion : 2023/2024

# COFFRAGE PLANCHER NIV :+13.26 et +16.32 et +19.38



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ENSEIGNANT RESPONSABLE <b>ZEBICHE Hana</b> <b>ZORELI Fatima</b>	ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE MULTIPLE EN R+4+2SOUS-SOLS
Encadré par: Mr SI SALEM	
TITRE : -coff. plancher	
Promotion : 2023/2024	

# COFFRAGE PLANCHER NIV : +19.38



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL	
G R U P E	ETUDE PAR <b>ZEBICHE Hana</b> <b>ZORELI Fatima</b>
	PROJET : ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE MULTIPLE EN R+4+2SOUS-SOLS
N O M B R E	Encadré par: Mr SI SALEM
	TITRE : <b>-coff. plancher</b>
Promotion : 2023/2024	