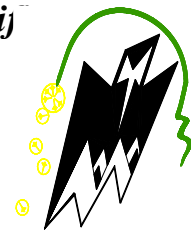


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientij*  
*Université Mouloud Mammeri deTizi ouzou*  
*Faculté du génie de la construction*  
*Département de génie civil*



# Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme de Master2en génie civil.*  
*Option : construction civile et industrielle.*

## THEME

*Etude d'un bâtiment(R+8+S.S) à usage d'habitation et commercial en  
contreventement mixte avec l'application de ETABS*



**Dirigé par :**  
**M<sup>r</sup>: MANSOURI**

**Etudié par:**  
**M<sup>elle</sup>: AIT AMAR MEZIANE THASSADA**  
**M<sup>elle</sup> : ALOUCHE HASSIBA**

Promotion 2016/2017

## I. Description de l'ouvrage :

Le projet consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'une tour en (R+8+sous sol) à usage multiple.

Cet ouvrage sera implanté à BOUMERDES, classé selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99/Version 2003**) comme une zone de forte sismicité (Zone III).

Le bâtiment comporte :

- Un sous-sol à usage d'un parking ;
- Un rez-de-chaussée (RDC) à usage commercial et habitation ;
- D'un étage services à usage commercial et habitation ;
- De Sept étages à usage d'habitation;
- D'une cage d'escalier ;
- D'une cage d'ascenseur.

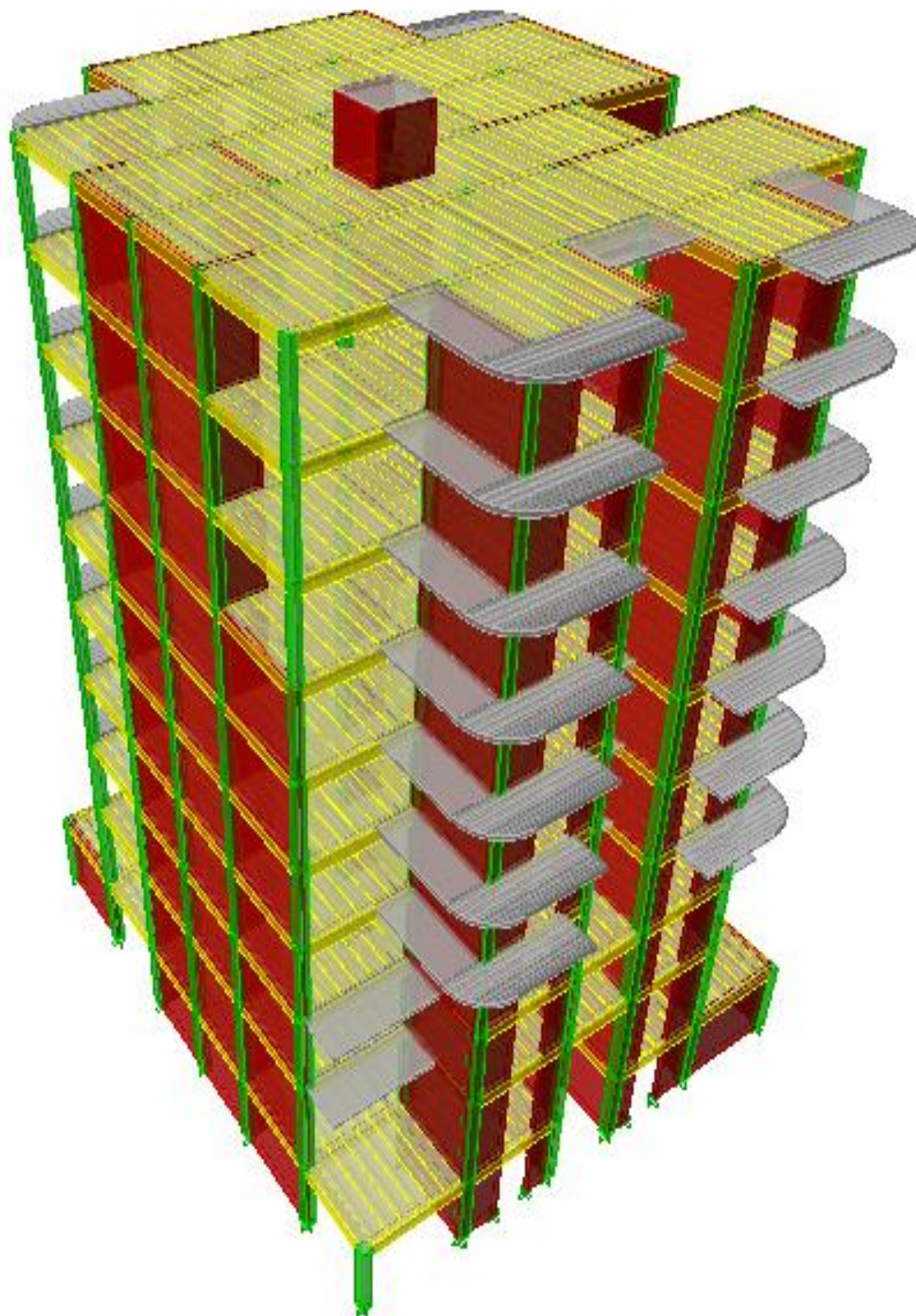
### 1. Caractéristiques géométriques du bâtiment :

|                                     |        |
|-------------------------------------|--------|
| ✓ Largeur totale du bâtiment .....  | 20.00m |
| ✓ Longueur totale du bâtiment ..... | 24.20m |
| ✓ Hauteur totale du bâtiment .....  | 31.19m |
| ✓ Hauteur de sous sol .....         | 3.10m  |
| ✓ Hauteur du RDC .....              | 3.89m  |
| ✓ Hauteur étage courant.....        | 3.06 m |

### 2. La réglementation utilisée :

Les normes utilisées pour le calcul et le dimensionnement

- **BAEL91 modifiées 99**(Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).
- **RPA99 modifié 2003** (Règles parasismiques algériennes).
  - **DTR-BC-22**(Charges et surcharges d'exploitation).
  - **CBA93**(conception et calcul des structure en béton armé )



**Figure 1-1** : Vue 3D de la structure

## II. Les éléments constitutifs de l'ouvrage :

### 1) L'infrastructure :

#### a) Les fondations :

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

Le choix du type de fondation dépend des caractéristiques mécaniques du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

La contrainte admissible du sol  $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$  (Conformément au rapport géotechnique)

### 2) la superstructure :

#### a) L'ossature :

Le bâtiment dépasse cinq niveaux et il est situé en zone (III) il y a lieu donc de prévoir des voiles, dans l'ossature.

- Les portiques transversaux et longitudinaux (poutres et poteaux) reprennent essentiellement les charges et les surcharges verticales
- Les voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) reprennent essentiellement les charges horizontales (séisme, vent)

#### b) Les planchers :

Les planchers sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Ils ont pour fonction essentielles :

- La fonction de résistance mécanique : ils supportent et transmettent aux éléments porteurs (poteaux-poutre-voile) les charges permanentes et les surcharges.
- La fonction d'isolation thermique et acoustique des différents étages.

Dans notre bâtiment, nous avons deux types de planchers :

- Plancher à corps creux portés par des poutrelles et une dalle de compression.

Ce plancher assure la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutre) puis aux éléments verticaux (poteaux).

Les poutrelles sont disposées suivant le sens de la plus petite portée.

#### ❖ Avantage du plancher à corps creux :

- Facilité de réalisation.
  - Minimiser le coût du coffrage
  - Réduire le poids du plancher et par conséquent, l'effet sismique.
- Plancher en dalle pleine coulée sur place pour les balcons, de par leur forme irrégulière

❖ Avantage des dalles pleines :

Minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles adaptées à ces zones.

**c) Maçonnerie :**

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

**d) Revêtements :**

Les revêtements seront comme suit :

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

**e) L'escalier :**

Notre bâtiment est composé de deux types d'escaliers :

- Escalier a deux volées qui relie le RDC et le 1<sup>er</sup> étage.
- Escalier a trois volées qui relie les autres étages .

**f) La cage d'ascenseur :**

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voiles en béton armé.

**III. Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Dans notre ouvrage, nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir : le béton et l'acier qui doivent répondre aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 version 2003) ainsi que les règles du Béton Armé aux États Limites (BAEL 91 modifié 99)

**1. Béton :**

Le béton est un composite hétérogène qui résulte du mélange de ciment, granulats, sable, d'eau et éventuellement d'adjuvants. Ces constituants sont dosés de manière à obtenir, après durcissement, un produit solide. Il est le matériau de construction le plus utilisé au monde et il est le meilleur matériau de construction à meilleur rapport qualité /prix.

Le béton possède les qualités suivantes :

- ❖ La résistance mécanique, essentiellement résistant à la compression.
- ❖ La résistance aux agents agressifs (eau de mer, acides...)
- ❖ Sa mise en œuvre est aisée et ne nécessite que l'utilisation d'une main-d'œuvre rapidement formée.
- ❖ Il permet une adaptation facile aux formes les plus variées puisque, mis en place dans des moules ou coffrages, il épouse les volumes, aussi complexes soient-ils, permettant ainsi les plus grandes audaces architecturales (la maniabilité).
- ❖ Son prix de revient fait du béton le matériau irremplaçable dans le domaine de la construction.

La composition du béton sera déterminée en laboratoire, de façon à avoir une résistance caractéristique de 25MPa au minimum.

L'étude de la composition consiste à définir le mélange optimal des granulats dont on dispose, ainsi que le dosage en ciment et eau, afin de réaliser un béton dont les propriétés soient celles recherchées pour la réalisation de l'ouvrage désiré. La composition du béton doit être conforme aux règles du BAEL

### 1-1) Résistance caractéristique du béton :

#### a) Résistance caractéristique à la compression

Le béton présente une bonne résistance à la compression. Les résistances obtenues dépendent de sa composition. En général, les essais de compression axiale sont réalisés sur des éprouvettes normalisées, de formes cylindriques de hauteur 32 cm et de diamètre 16cm (Aire de 200 cm<sup>2</sup>).

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

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge  $j < 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous :

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

Pour l'étude de ce projet, nous adoptons une valeur de  $f_{c28} = 25$  MPa.

#### b) Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction à « j » jours notée  $f_{tj}$  est conventionnellement définie en fonction de la résistance à la compression, par la formule suivante:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ en MPa} \quad \text{Avec:} \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \text{d'où} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

## 1-2) Module de déformation longitudinal du béton :

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

### a) Module de déformation longitudinale instantané du béton :

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il en résulte un module de déformation donné comme suit:

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ en MPa}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa.}$$

### b) Module de déformation longitudinale différée du béton :

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

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en MPa.}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow E_v = 10819 \text{ MPa}$$

## 1-3) Module de déformation transversale du béton (G):

Il est donné par la formule suivante :  $G = \frac{E}{2(1+\vartheta)}$  [MPa]

$\vartheta$  : Coefficient de poisson: c'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale

$$\vartheta = 0 \quad \text{pour des sollicitations à ELU}$$

$$\vartheta = 0,2 \quad \text{pour le calcul des déformations à ELS}$$

E : module de Young (module d'élasticité)

## 1-4) Contraintes limites :

La contrainte limite que le béton pourra supporter est donnée par la formule :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} \text{ en MPa}$$

### a) Contraintes limite de résistance à la compression « $f_{bu}$ » :

Celle -ci est donnée par la formule ci-dessous :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} \text{ en MPa}$$

$$\gamma_b : \text{Coefficient de sécurité} \begin{cases} \gamma_b = 1.5 \mapsto \text{situation courante,} \\ \gamma_b = 1.15 \mapsto \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

$$\text{Pour } \gamma_b = 1.5 \text{ et } \theta = 1, \text{ on aura } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

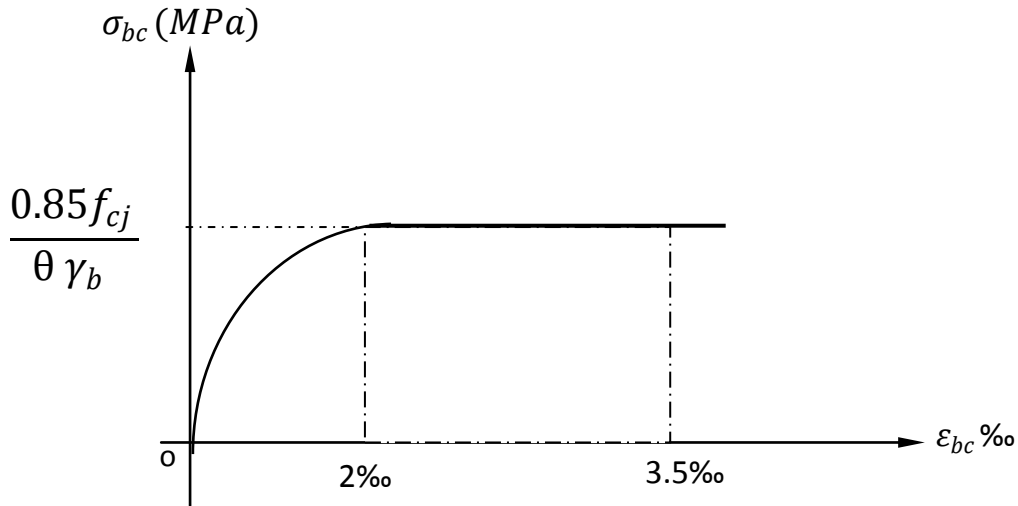
$$\text{Pour } \gamma_b = 1.15 \text{ et } \theta = 0.85, \text{ on aura } f_{bu} = 21.74 \text{ MPa.}$$

✚  $\theta$  : coefficient de durée d'application des l'actions considérées,

$\theta=1$  : si la durée d'application est  $>24h$ ,

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

$\theta=0.85$  : si la durée d'application est  $< 1h$ ,



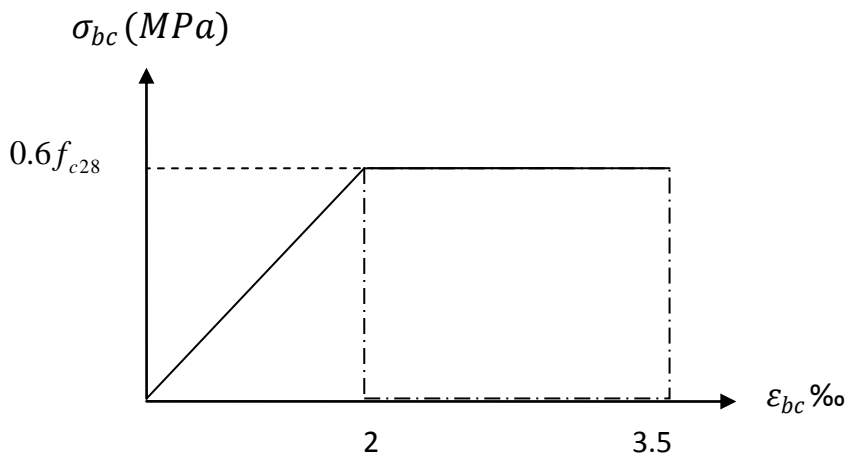
**Figure 1-2** Diagramme contraintes- déformation du béton à l'E.L.U

Ce diagramme présente la contrainte du béton en fonction de son raccourcissement.

**b) Contrainte limite de service à la compression :**

C'est l'état au delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité. Cette limite vise à empêcher l'ouverture des fissures.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ en MPa, à 28 jours} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \text{avec } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$



**Figure 1-3:** Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

**c) contrainte limite de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad ; \quad \text{Avec } V_u : \text{effort tranchant dans la section étudiée.}$$

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- pour une fissuration peu nuisible  $\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\}$
- pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable  $\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\}$ .

**2. Acier :**

Les aciers se distinguent par leur nuance et leur état de surface, ils sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas

Dans le présent projet, on utilisera 2 types d'aciers (HA : haute adhérence et TS : treillis soudé)

- Les aciers à haute adhérence (HA) : Fe 400 et Fe500 correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 (MPa) et 500 (MPa)
- Treillis soudé : quadrillage en fils écrouis soudés électriquement, de type TLE520

**2-1) Module de déformation longitudinale :**

Sa valeur est constante, quelque soit la nuance de l'acier  $E_s = 2 \times 10^5$  MPa

**2-2) Contraintes limites :****a) Contrainte limite ultime :**

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$f_e$  : Limite d'élasticité garantie. C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

$$\gamma_s : \text{Coefficient de sécurité tel que : } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \mapsto \text{situation courante} \\ \gamma_s = 1 \mapsto \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 384 \text{ MPa pour les HA}$$

**b) Contrainte limite de service:**

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

➤ **Fissurations peu nuisibles :**

Cas des armatures intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation) :  $\bar{\sigma}_{st} = f_e$

➤ **Fissurations préjudiciables :**

Cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères (exposés à l'intempérie)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

➤ **Fissurations très préjudiciables :**

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité

Dans ce cas là, on note :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

✚  $\eta$ : coefficient de fissuration.

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

$\eta= 1.3$  pour les HA<6mm

### 2-3) Protection des armatures:

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

- $c \geq 5$  cm, pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $c \geq 3$  cm, pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $c \geq 1$  cm, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos.

Dans notre structure, on prend un enrobage  $c=2$  cm

### 2-4) Diagramme contraintes déformations de l'acier :

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

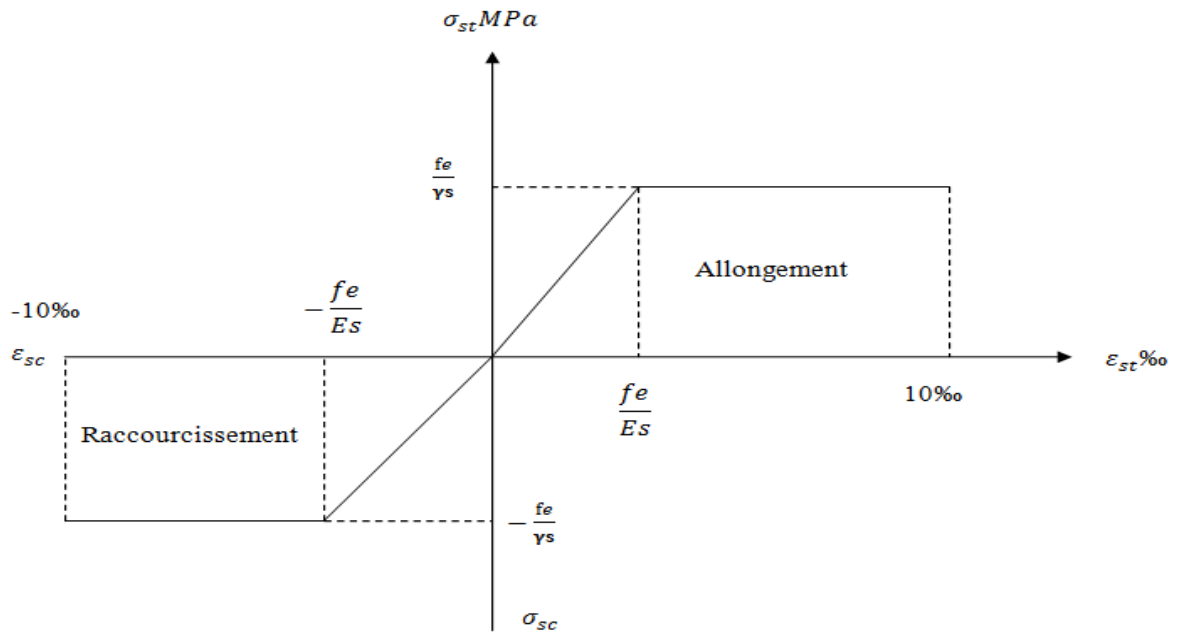


Figure 1-4 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.

## I. Introduction :

Après la présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux et avant d'entamer tout calcul des éléments, il faut passer par le dimensionnement des planchers, des poutres (principales et secondaires), des poteaux, et enfin des voiles; afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage et des personnes pendant et après la réalisation. Pour cela, on prend comme référence des prescriptions réglementaires données par le **RPA 2003** le **BAEL 91** ainsi que le **DTR-B.C.2.2** (charges permanentes et charges d'exploitation)

## II. Pré-dimensionnement :

### 1. plancher en corps creux :

Dans notre projet, les planchers sont constitués de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées. Ces dernières sont disposées suivant la plus petite portée, pour réduire la flèche, le tout est complété par une dalle de compression armée d'un treillis soudé d'épaisseur de 4 à 5cm.

Les planchers assurent la transmission des charges aux différents éléments, comme elles constituent une séparation entre les différents niveaux.

La hauteur du plancher est calculée par la formule suivante :

$$\frac{h_t}{L_{\max}} \geq \frac{1}{22.5} \quad \Rightarrow \quad h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{Art B 6-8-423/BAEL91 modifié 99}).$$

Avec :

- $L_{\max}$  : la portée libre maximale de la plus grande travée, dans le sens des poutrelles.
- $h_t$  : hauteur totale du plancher à corps creux est donnée par la relation suivante :

$$h_t = e_p + e_c$$

Avec :  $e_p$  : épaisseur du corps creux

$e_c$  : épaisseur de la dalle de compression.

$$\text{Dans notre cas : } L_{\max} = 440 - 30 = 410\text{cm} \quad \Rightarrow \quad h_t \geq \frac{410}{22.5} = 18.23 \text{ cm}$$

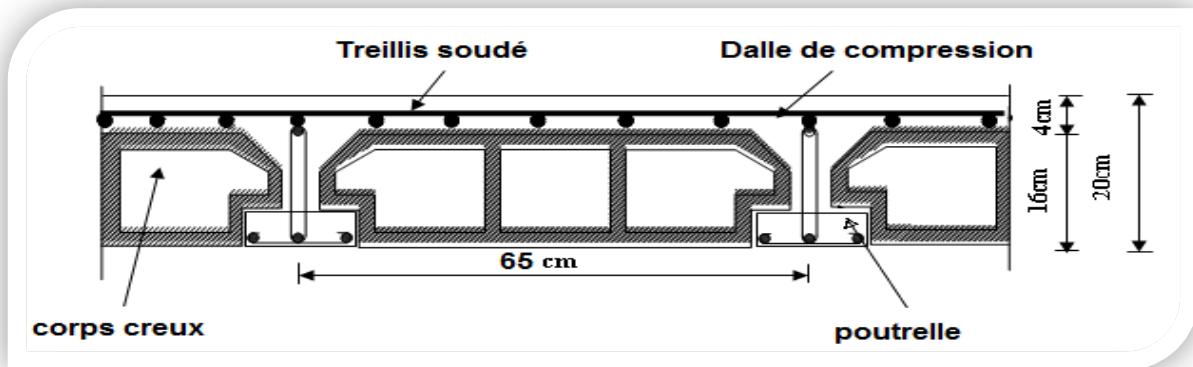
Nous adopterons un plancher :  $h_t = 20\text{cm}$

Avec :

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

**Remarque :**

Dans un premier temps, on prend la section minimale exigée par le (RPA 99 version 2003) pour un poteau en Zone **III** qui est de (30x30) cm<sup>2</sup>



**Figure 2-1** : Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

**2. Les poutres :**

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux réalisés en béton armé. Ils assurent la transmission des charges et surcharges aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

On distingue dans les constructions en béton armé :

- les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles
- les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leur portée  $L$ , Ces dimensions sont données par les relations suivantes :

- $h_t$  : La hauteur de la poutre est comprise entre  $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$  (BAEL 91/Art A-4.14)
- $b$  : largeur de la poutre est comprise entre  $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$
- $L_{max}$  : portée libre entre nus d'appuis.

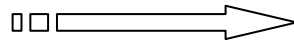
De plus ces dimensions seront vérifiées suivent le règlement de **RPA 99/ version 2003**

- $b \geq 20\text{cm}$
  - $h \geq 30\text{cm}$
  - $\frac{h}{b} \leq 4$
- (Art 7.5.1 RPA 99/Version 2003).

**a- Poutre principales :**  $L_{\max} = 440 - 30 = 410 \text{ cm}$

➔ La hauteur :

$$\frac{410}{15} \leq h_t \leq \frac{410}{10}$$

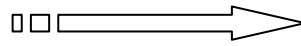


$$27.3 \text{ cm} \leq h_t \leq 41 \text{ cm}$$

On prend **h=40cm**

➔ La largeur :

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40$$



$$16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

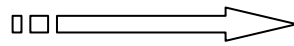
On prend **b=30cm**

Pour des raisons architecturales (éviter les arêtes), ainsi la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amené à adopter la valeur de (**b = 30 cm**).

**b- Poutre secondaires:**  $L_{\max} = 430 - 30 = 400 \text{ cm}$

➔ La hauteur

$$\frac{400}{15} \leq h_t \leq \frac{400}{10}$$

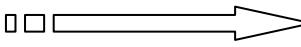


$$26.7 \text{ cm} \leq h_t \leq 40 \text{ cm}$$

On prend **h =35cm**

➔ La largeur

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$



$$14 \leq b \leq 24.5$$

On prend **b=30cm**

Pour des raisons architecturales (éviter les arêtes), ainsi la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amené à adopter la valeur de (**b = 30 cm**).

➤ **Vérification des exigences (RPA99, Art 7.5.1) :**

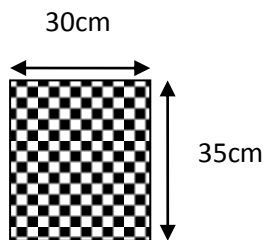
| Condition              | Poutre principale | Poutre secondaire | Vérification    |
|------------------------|-------------------|-------------------|-----------------|
| $h \geq 30 \text{ cm}$ | 40                | 35                | <b>Vérifiée</b> |
| $b \geq 20 \text{ cm}$ | 30                | 30                | <b>Vérifiée</b> |
| $h/b \leq 4$           | 1.33              | 1.16              | <b>Vérifiée</b> |

Tableau 2-1) : Vérification des conditions exigées par le RPA

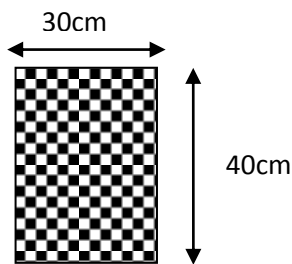
**Conclusion :** les sections (b x h) adoptées pour les poutres sont comme suit :

➤ **Poutres principales : (30x40) cm<sup>2</sup>**

➤ **Poutre secondaires : (30x35) cm<sup>2</sup>**



Poutre principales



Poutre secondaires

### 3. Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place. Ils sont destinés à assurer :

- La fonction de contreventement : assurer la stabilité de l'ouvrage, sous l'effet des charges horizontales
- La fonction porteuse : reprendre une partie des charges verticales et les transmettre à la fondation.

D'après le RPA99 version 2003

le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes

#### a- L'épaisseur du voile :

Il n'est considéré comme voiles que les éléments satisfaisant la condition  $L \geq 4a$ . Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires

Avec :

- L : portée min des voiles.
- a : épaisseur des voiles.

L'épaisseur minimale est de 15cm.

De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ) et des conditions de rigidité à l'extrémité.

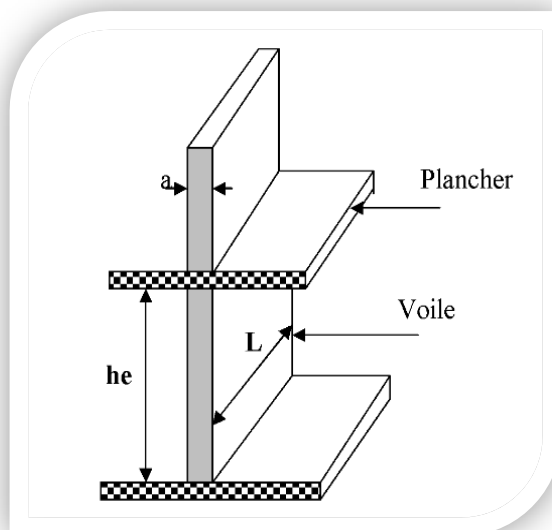
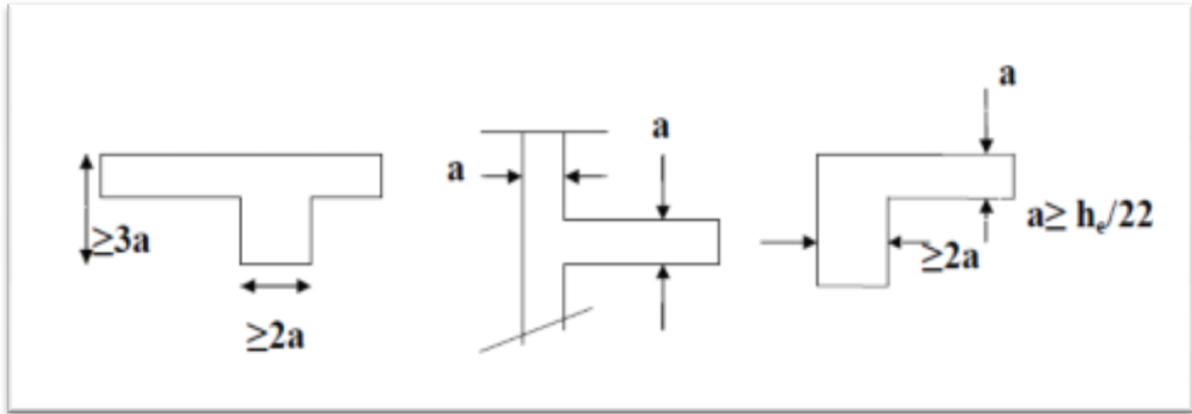
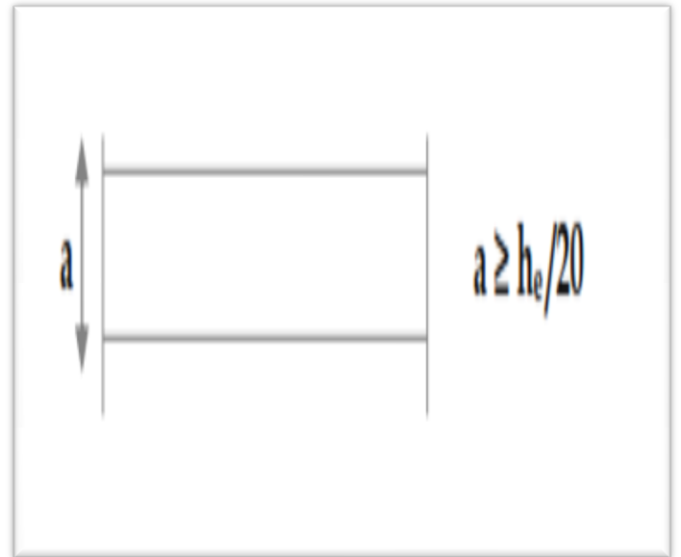
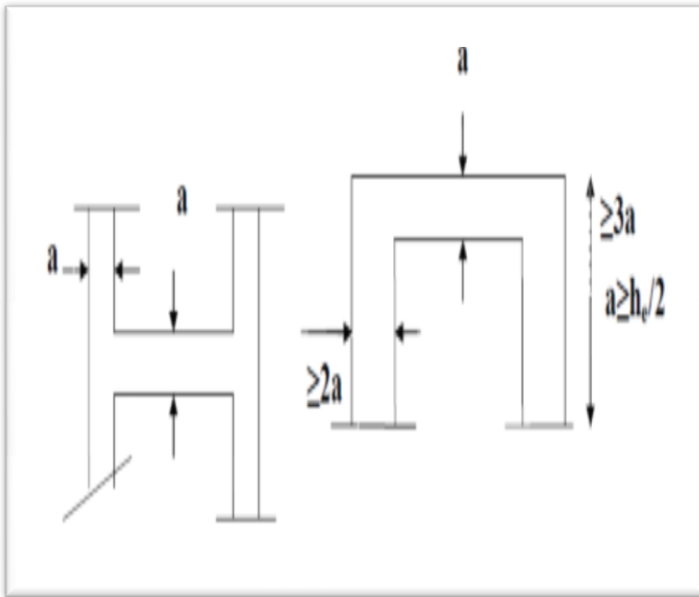


Figure2-2 : coupe de voile en élévation



Dans notre cas,  $a \geq \frac{h_e}{20}$

$h_e = h_{\text{etage}} - e$  (épaisseur de la dalle)

|                         | Sous sol | RDC   | Etages |
|-------------------------|----------|-------|--------|
| $h_{\text{etage}}$ (cm) | 310      | 389   | 306    |
| $e$ (cm)                | 20       |       |        |
| $h_c$ (cm)              | 290      | 369   | 286    |
| $a$ (cm)                | 14.5     | 18.45 | 14.3   |

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

**b) Longueur minimal du voile:(vérification des exigences du RPA 99Art 7.7.1)**

Pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, sa longueur  $L$  doit satisfaire la condition suivante :  $L_{\text{min}} \geq 4a$

On a :

- $4a = 4 \times 20 = 80\text{cm}$
  - $L_{\text{min}} \geq 80\text{ cm}$
  -
- }  $\Rightarrow$  La condition est vérifiée

#### 4. Les dalles pleines :

Notre structure contient des dalles pleines pour les balcons .Le pré dimensionnement des dalles pleines se fait selon trois critères

##### a. Résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule suivante  $e_p \geq \frac{L_0}{10}$

Avec  $L_0$  : portée libre

Dans notre cas :  $e_p \geq \frac{140}{10} = 14cm$

##### b. Résistance au feu :

Pour 2h d'exposition au feu, l'épaisseur minimale d'une dallepleine doit être  $> 11 cm$

##### c. Isolation acoustique :

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé d'avoir une masse surfacique minimale de  $350Kg/ m^2$

$$M_P = \rho_{\text{béton}} \cdot e_p \geq 350kg/m^2 \implies e_p \geq \frac{350}{\rho_{\text{béton}}} = \frac{350}{2500} = 0.14m \implies e_p \geq 14cm$$

$\rho_{\text{béton}}$  : Poids volumique du béton armé qui est égal à  $25KN/m^3=2500Kg/m^3$

On opte pour une épaisseur de 15cm pour la dalle pleine

#### 5. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour les poutres.

Les poteaux travaillent en flexion composée et seront pré-dimensionnés à l'état limite de service (l'ELS), en considérant un effort de compression simple  $N_s=G+Q$  qui devra être repris uniquement par le béton.

La section du poteau est obtenue par la formule suivante :

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Avec :

- **B** : la section du poteau.
- **$N_s = G + Q$**  effort normal de compression a l'ELS
  - **G** : Charge permanente.
  - **Q** : Surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des charges.
- **$\sigma_{bc}$**  : contrainte admissible du béton à la compression.
  - **$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 MPa$**

**Remarque :**

- ✓ L'effort normal « Ns » sera déterminé à partir de la descente de charge. Donc on aura à déterminer d'abord les charges et les surcharges des différents niveaux du bâtiment.
- ✓ Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions données par le RPA 99VERSION 2003
  - $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$ .....en zone I et IIa
  - $\text{Min}(b, h) \geq 30\text{cm}$ .....en zone IIB et III
  - $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$

**a) Détermination des charges et surcharges :**

Afin de pré-dimensionner les éléments (acrotère, planchers, poteaux ..... ) on doit d'abord déterminer le chargement.

**a-1) les charges permanentes G :**

La charge permanente comprend non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que : les plafonds, les enduits et les revêtements.

**→ plancher terrasse inaccessible :**

| N°  | Désignation de l'élément    | L'épaisseur (m) | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> ) |
|---|-----------------------------|-----------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| 1   | Couche de gravillon         | 0.05            | 17.00                                | 0.85                                  |
| 2   | étanchéité multicouche      | 0.02            | 6.00                                 | 0.12                                  |
| 3   | Forme de pente en béton     | 0.07            | 22.00                                | 1.54                                  |
| 4   | Isolation thermique (liège) | 0.05            | 4.00                                 | 0.2                                   |
| 5   | Feuille de polyane          | /               | /                                    | 0.01                                  |
| 6   | Plancher en corps creux     | 0.2             | /                                    | 2.80                                  |
| 7   | Enduit plâtre               | 0.02            | 10                                   | 0.2                                   |
| <b>Charge permanente totale Gt = 5.72KN/m<sup>2</sup></b> |                             |                 |                                      |                                       |

**Tableau2-1 : Charges permanentes (G) revenant au plancher terrasse**

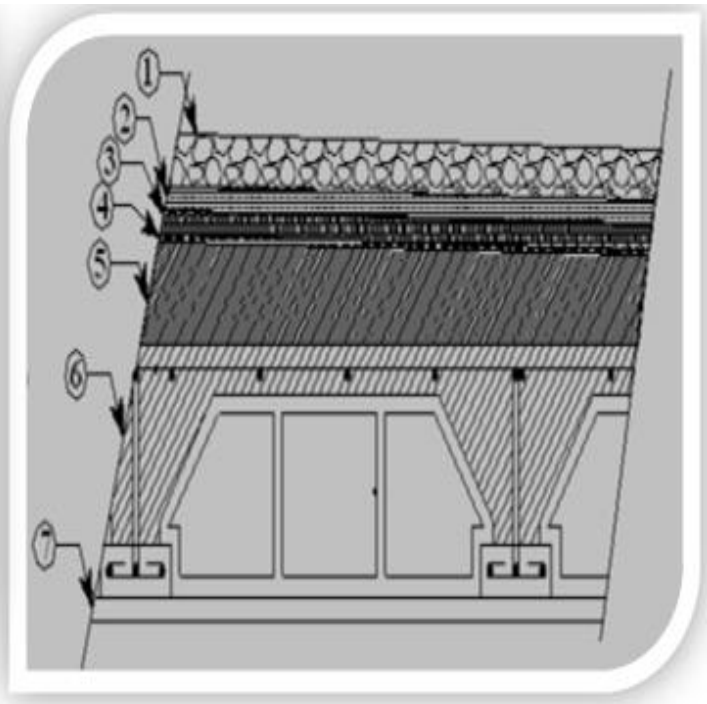
➔ Plancher d'étage

| N <sub>0</sub>  | Désignation de l'élément | L'épaisseur (m) | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> ) |
|---|--------------------------|-----------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| 1   | Revêtement en carrelage  | 0.02            | 22.00                                | 0.44                                  |
| 2   | Mortier de pose          | 0.03            | 20.00                                | 0.60                                  |
| 3   | Couche de sable          | 0.03            | 22.00                                | 0.66                                  |
| 4   | Dalle en corps creux     | 0.20            | 14.00                                | 2.80                                  |
| 5   | Enduit de plâtre         | 0.02            | 10.00                                | 0.20                                  |
| 6   | Cloison en brique creuse | 0.10            | 9.00                                 | 0.90                                  |
| <b>Charge permanente totale Gt = 5.60KN/m<sup>2</sup></b> |                          |                 |                                      |                                       |

**Tableau2-2 :** Charges permanentes (G) revenant au plancher d'étage



**Figure 2-3:** Coupe transversale du plancher d'étage courant



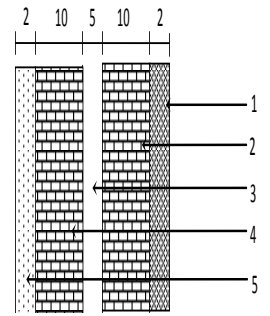
**Figure 2-4:** Coupe transversale du plancher terrasse

**Maçonnerie :**

➤ Murs extérieurs :

| N° | Désignation de l'élément | L'épaisseur r (m) | Poids volumique [ KN / m <sup>3</sup> ] | Poids surfacique [ KN / m <sup>2</sup> ] |
|----|--------------------------|-------------------|---|--|
| 1  | Enduit ciment            | 0.10              | 22                                      | 0.44                                     |
| 2  | Brique creuse            | 0.10              | 9                                       | 0.9                                      |
| 3  | Lame d'air               | 0.05              | /                                       | /  |
| 4  | Brique creuse            | 0.10              | 9                                       | 0.9                                      |
| 5  | Enduit plâtre            | 0.02              | 10                                      | 0.2                                      |

**Charge permanente totale Gt= 2.44KN/m<sup>2</sup>**



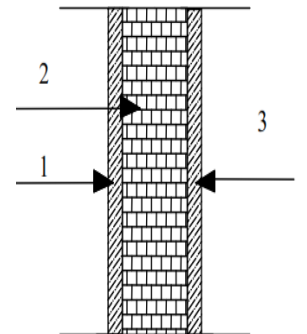
**Figure 2-5 :** Coupe verticale d'un mur extérieur

**Tableau 2-3 :** Charges permanentes (G) revenant aux murs extérieurs.

➤ Murs intérieur :

| N° | Désignation de l'élément | L'épaisseur (m) | Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> ) | Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> ) |
|----|--------------------------|-----------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| 1  | Enduit plâtre            | 0.02            | 10                                   | 0.2                                   |
| 2  | Brique creuse            | 0.10            | 9                                    | 0.9                                   |
| 3  | Enduit plâtre            | 0.02            | 10                                   | 0.2                                   |

**Charge permanente totale Gt= 1.3 KN**



**Figure 2-6 :** Coupe verticale d'un mur intérieur

**Tableau 2-4 :** Charges permanentes (G) revenant aux murs intérieurs

➔ L'acrotère

Calcul de son poids propre

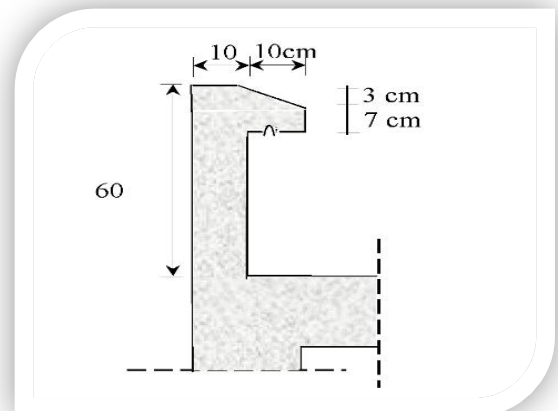
Avec :  $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$  (masse volumique du béton)

S : section longitudinale de l'acrotère

$$G = \rho_b \times S$$

$$G = 25 \left[ (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) - \left( 0.03 \times \frac{0.1}{2} \right) \right]$$

$$G = 1.7125 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$



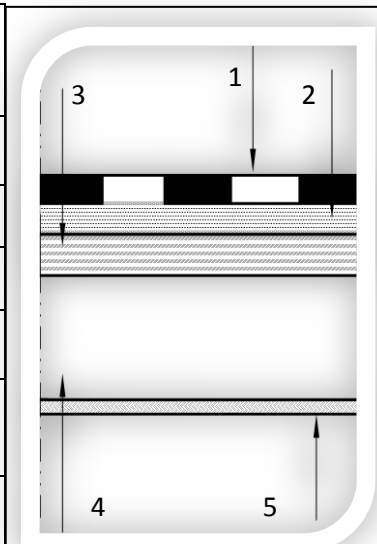
**Figure 2-7:** Coupe verticale de l'acrotère

✚ Dalle plein pour les balcons :

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$$E_p \geq \frac{140}{10} = 14\text{cm} \quad \text{Soit } E_p = 15\text{cm}$$

| N°  | Éléments                   | Épaisseur (m) | Poids Volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> ) |
|---|----------------------------|---------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| 1   | Revêtement en carrelage    | 0.02          | 22                                   | 0.44                                  |
| 2   | Mortier de pose            | 0.02          | 22                                   | 0.44                                  |
| 3   | Couche de sable            | 0.02          | 18                                   | 0.36                                  |
| 4   | Dalle pleine en Béton armé | 0.15          | 25                                   | 3.75                                  |
| 5   | Enduit plâtre              | 0.02          | 10                                   | 0.2                                   |
| <b>Charge permanente totale Gt= 5.60 KN/m<sup>2</sup></b> |                            |               |                                      |                                       |



**Tableau 2-5 :** Charges permanentes (G) de la dalle pleine

**Figure 2-8 :** Coupe verticale de la dalle pleine

✚ Garde corps pour les balcons :

| N°   | Eléments               | Epaisseur (m) | Poids Volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> ) |
|--|------------------------|---------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| 1  | Mure en brique creuses | 0.1           | 9                                    | 0.44                                  |
| 2  | Enduit ciment          | 0.02 x 2      | 22                                   | 0.44                                  |
| <b>Charge permanente du garde corps g= 1.78 KN/m<sup>2</sup></b> |                        |               |                                      |                                       |

**Tableau 2-6 :** Charges permanentes (G) de garde corps

**a-2) Surcharges d'exploitation :**

Le DTR B.C.2.2 nous donne les charges d'exploitation Q :

- Plancher terrasse inaccessible.....1KN/m<sup>2</sup>
- Plancher d'étage courant à usage d'habitation .....1.50 KN/m<sup>2</sup>
- Plancher RDC (locaux) .....2.5 KN/m<sup>2</sup>
- Plancher de l'entre sol à usage de stockage .....3.5 KN/m<sup>2</sup>
- Balcon.....3.5 KN/m<sup>2</sup>
- Escalier .....2.5 KN/m<sup>2</sup>
- Acrotère .....1KN/ml

### b) Localisation du poteau le plus sollicité :

Dans notre cas les poteaux ayant la plus grande portée sont les poteaux (5-E) et (5-B) ils sont donc les plus sollicités vis-à-vis de la descente de charge

#### ➤ Surface d'influence

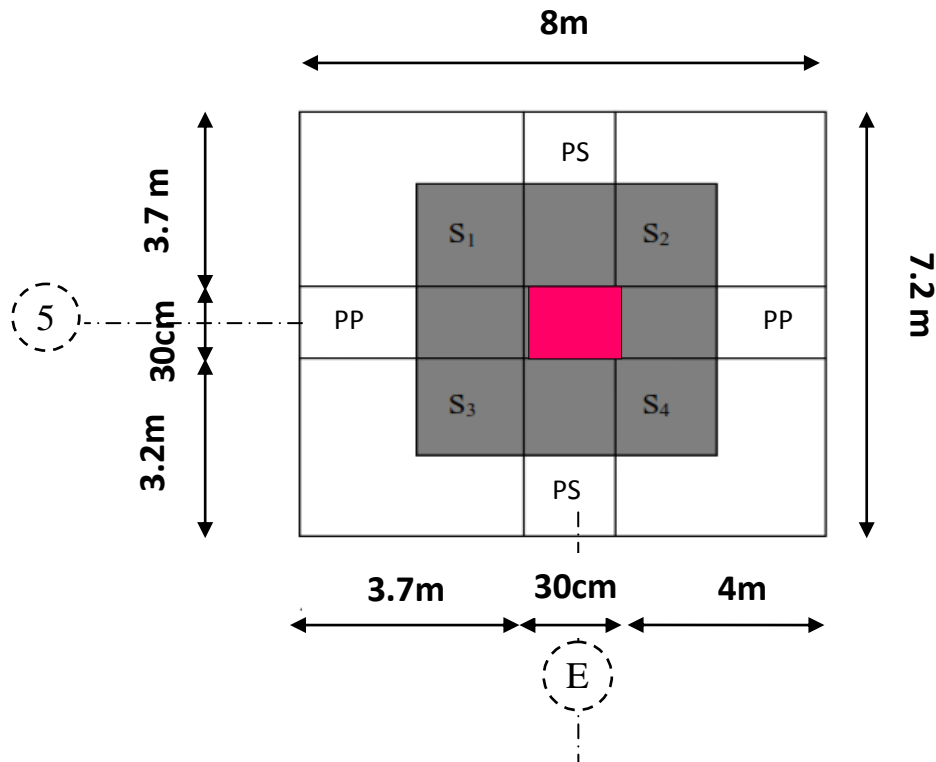


Figure 2-9 : Position du poteau le plus sollicité (5-E)

Le RPA minimise la section des poteaux à  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$  pour la zone III. On impose donc, cette section donnée par le règlement.

La surface d'influence :

#### ❖ Section nette :

La surface revenant aux poteaux :

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

$$S_n = (1.85 \times 1.85) + (2 \times 1.85) + (1.6 \times 1.85) + (2 \times 1.6) = 13.28 \text{ m}^2$$

#### ❖ Section brute :

$$S_b = \left( \frac{3.7}{2} + 0.3 + \frac{3.2}{2} \right) \times \left( \frac{3.7}{2} + 0.3 + \frac{4}{2} \right) = 4.6 \times 3.975 = 15.56 \text{ m}^2$$

### c) Descente de charge

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

#### c-1) Détermination du poids propre des éléments :

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

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

| Plancher     | Surface d'influence S(m) | Charges G (KN/m <sup>2</sup> ) | Charges permanentes du plancher P(KN) |
|--------------|--------------------------|--------------------------------|---------------------------------------|
| terrasse     | 13.28                    | 5.72                           | $P= S \times G=75.96$                 |
| tage courant | 13.28                    | 5.60                           | $P= S \times G=74.37$                 |

**Tableau2-7 : Charges permanentes des planchers**

##### ➤ Poids des poutres :

| Poutres     | Charges permanentes des poutres P<br>$G= b \times h \times L \times \rho$ | Charges permanentes totales des poutres (KN)<br>$P_{\text{totale}}= G_{pp}+ G_{ps}$ |
|-------------|---|---|
| principales | $G_{pp}= (0.30 \times 0.40) \times 3.85 \times 25=11.55$                  | <b><math>P_{\text{totale}}=20.60</math></b>   |
| secondaires | $G_{ps}=(0.35 \times 0.30) \times 3.45 \times 25=9.05z$                   |   |

**Tableau2-8 : Charges permanentes des poutres.**

##### ➤ Poids propre des poteaux :

Pour calculer le poids des poteaux, nous avons fixé les dimensions des poteaux à (30x30) cm<sup>2</sup> qui est la section minimale donnée par le RPA pour la zone III.

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

$$PP_{\text{poteaux}}=b \times h \times h_e \times \rho \text{ (KN)}$$

- Sous sol :  $P=0.30 \times 0.30 \times 3.10 \times 25=6.975\text{KN}$
- RDC :  $P=0.30 \times 0.30 \times 3.89 \times 25=8.75\text{KN}$
- Étage courant :  $P=0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 25=6.885\text{KN}$

#### c-2) Détermination des surcharges d'exploitation des éléments :

- Plancher terrasse  $Q_0=1 \times 13.28=13.28 \text{ KN}$

- > Plancher d'étage courant  $Q_{\text{étage}} = 1.50 \times 13.28 = 19.92 \text{ KN}$
- > Plancher RDC  $Q_{\text{RDC}} = 2.5 \times 13.28 = 33.2 \text{ KN}$
- > Plancher sous sol  $Q_{\text{sous sol}} = 3.5 \times 13.28 = 46.48$

**c-3) Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression :**

Le document technique réglementaire (DTR.B.C.2.2) nous impose une dégression des charges sur tous les planchers .

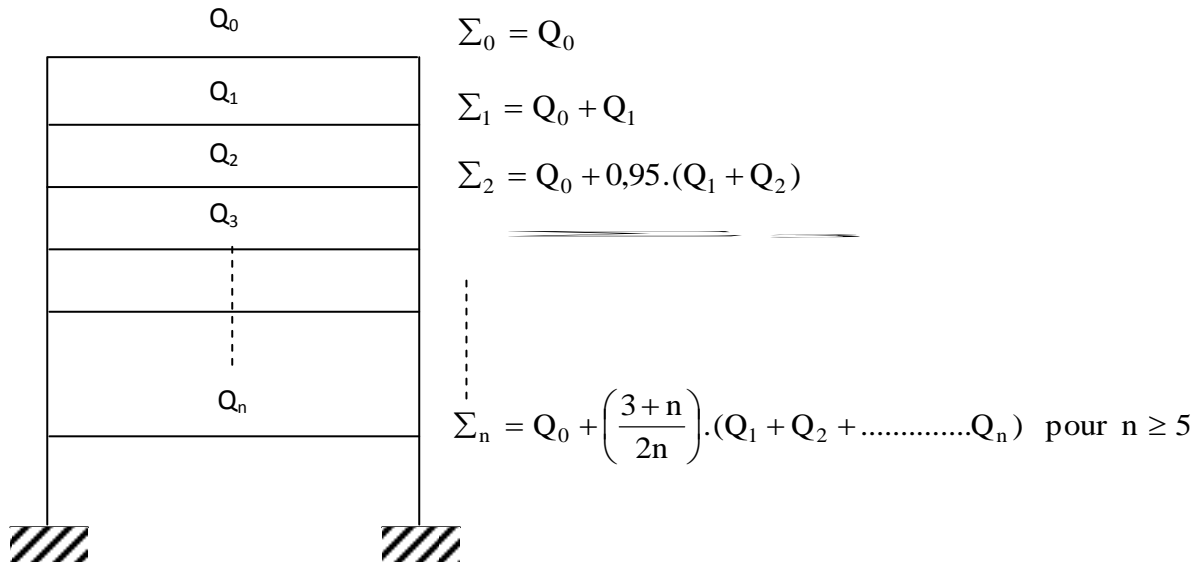
Cette loi s'applique aux bâtiments élancés dont le nombre de niveau est supérieur à 5, ce qui est notre cas.

La loi de dégression des surcharges est comme suit :

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

Avec :

- $Q_0$  : surcharge d'exploitation de la terrasse.
- $Q_i$  : surcharge d'exploitation de l'étage  $i$ .
- $n$  : nombre 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.



|                |              |              |              |              |              |              |             |             |               |                      |
|----------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|-------------|-------------|---------------|----------------------|
| <b>Niveaux</b> | 8<br>(28.05) | 7<br>(24.99) | 6<br>(21.93) | 5<br>(18.87) | 4<br>(15.81) | 3<br>(12.75) | 2<br>(9.69) | 1<br>(6.63) | RDC<br>(3.57) | Entre sol<br>(-4.08) |
| <b>Coeff</b>   | 1            | 1            | 0,95         | 0,90         | 0,85         | 0,80         | 0,75        | 0,714       | 0,687         | 0,666                |

**Tableau 2-9 : Valeurs des coefficients de dégression des surcharges**

- $Q_{\text{terrasse}} = Q_0 = 13.28 \text{ KN}$
- $Q_6 = Q_0 + Q_1 = 33.2 \text{ KN}$
- $Q_5 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 53.12 \text{ KN}$
- $Q_4 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 73.04 \text{ KN}$
- $Q_3 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 92.96 \text{ KN}$
- $Q_2 = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 112.88 \text{ KN}$
- $Q_1 = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 132.8 \text{ KN}$
- $Q_{\text{ES}} = Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 152.72 \text{ KN}$
- $Q_{\text{RDC}} = Q_0 + 0,687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 185.92 \text{ KN}$
- $Q_{\text{sous sol}} = Q_0 + 0,666 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 232.4 \text{ KN}$

| NIVEAU     | Charges permanentes [KN] |                   |                     |                      |                       | Surcharges d'exploitation [kN] |   | Efforts normaux $N = G_c + Q_c$ [kN] | Section du poteau [cm <sup>2</sup> ] |       |
|------------|--------------------------|-------------------|---------------------|----------------------|-----------------------|--------------------------------|---|--------------------------------------|--------------------------------------|-------|
|            | Poids des planchers      | Poids des poteaux | G <sub>totale</sub> | G <sub>cumulée</sub> | Q <sub>plancher</sub> | Q <sub>cumulée</sub>           | Section trouvée $S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$ [cm <sup>2</sup> ] |                                      | Section adoptée                      |       |
| 7          | 75.96                    | 20.06             | -                   | 96.02                | 96.02                 | 13.28                          | 13.28   | 109.3                                | 72.866                               | 30x30 |
| 6          | 74.37                    | 20.06             | 6.88                | 101.31               | 197.43                | 19.92                          | 33.2  | 230.63                               | 153.753                              | 30x30 |
| 5          | 74.37                    | 20.06             | 6.88                | 101.31               | 298.74                | 19.92                          | 53.12   | 351.86                               | 234.573                              | 30x30 |
| 4          | 74.37                    | 20.06             | 6.88                | 101.31               | 400.05                | 19.92                          | 73.04   | 473.09                               | 315.393                              | 30x30 |
| 3          | 74.37                    | 20.06             | 6.88                | 101.31               | 501.36                | 19.92                          | 92.96   | 594.32                               | 396.213                              | 35x35 |
| 2          | 74.37                    | 20.06             | 6.88                | 101.31               | 602.67                | 19.92                          | 112.88  | 715.55                               | 477.033                              | 35x35 |
| 1          | 74.37                    | 20.06             | 6.88                | 101.31               | 703.98                | 19.92                          | 132.8   | 836.78                               | 557.853                              | 35x35 |
| E. service | 74.37                    | 20.06             | 6.88                | 101.31               | 805.29                | 19.92                          | 152.72  | 958.01                               | 638.673                              | 40x40 |
| RDC        | 74.37                    | 20.06             | 8.75                | 103.18               | 906.6                 | 33.2                           | 185.92  | 1092.52                              | 728.346                              | 40x40 |
| Sous sol   | 74.37                    | 20.06             | 6.97                | 101.4                | 1007.91               | 46.48                          | 232.4   | 1240.31                              | 826.873                              | 40x40 |

Tableau 2-10 : Tableau récapitulatif de la descente des charges

**d) Vérification :**

**✚ vérifications relatives aux exigences du RPA**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions données par le RPA 99 version 2003

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ .....en zone I et IIa
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$ .....en zone III et IIb
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Avec :  $b_1$  et  $h_1$  les dimensions des poteaux  
 $h_e$  : haute d'étage

| Niveaux    | Section | Min (b <sub>1</sub> ,h <sub>1</sub> ) | Min(b <sub>1</sub> ,h <sub>1</sub> ) ≥30 cm | h <sub>e</sub> | $\frac{h_e}{20}$ | Min (b <sub>1</sub> , h <sub>1</sub> ) ≥ $\frac{h_e}{20}$ | $\frac{b_1}{h_1}$ | $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$ |
|------------|---------|---------------------------------------|---|----------------|------------------|---|-------------------|-------------------------------------|
| 7          | 30x30   | 30                                    | OK  | 286            | 14.3             | OK  | 1                 | OK                                  |
| 6          | 30x30   | 30                                    | OK  | 286            | 14.3             | OK  | 1                 | OK                                  |
| 5          | 30x30   | 30                                    | OK  | 286            | 14.3             | OK  | 1                 | OK                                  |
| 4          | 30x30   | 30                                    | OK  | 286            | 14.3             | OK  | 1                 | OK                                  |
| 3          | 35x35   | 35                                    | OK  | 286            | 14.3             | OK  | 1                 | OK                                  |
| 2          | 35x35   | 35                                    | OK  | 286            | 14.3             | OK  | 1                 | OK                                  |
| 1          | 35x35   | 35                                    | OK  | 286            | 14.3             | OK  | 1                 | OK                                  |
| E. service | 40x40   | 40                                    | OK  | 286            | 14.3             | OK  | 1                 | OK                                  |
| RDC        | 40x40   | 40                                    | OK  | 369            | 18.45            | OK  | 1                 | OK                                  |
| Sous sol   | 40x40   | 40                                    | OK  | 290            | 14.5             | OK  | 1                 | OK                                  |

**Tableau 2-11 : Vérification relative au coffrage, (RPA99 version 2003 A et.7.4.1)**

- Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur en une seule fois

**✚ Vérification de la résistance des poteaux au flambement :**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés. La vérification consiste à calculer l'élancement  $\lambda$  qui doit satisfaire la condition suivante :

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

Cette condition doit être respectée, afin d'éviter tous risque de flambement du poteau. (BAEL 99 B.8.4.1)

Avec :

$\lambda$  : élancement du poteau.

$L_f$  : longueur de flambement  $L_f = 0.7 L_0$

$L_0$  : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs

$i$  : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{Avec} \quad I = \frac{bh^3}{12} = \text{Moment d'inertie de la section du poteau}$$

$B = bh$  = Section transversale du poteau.

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

| Niveaux     | $L_0$ (m) | $L_f$ (m) | B (cm <sup>2</sup> ) | $\lambda = \frac{0.7L_0\sqrt{12}}{h}$ | Observation                 |
|-------------|-----------|-----------|----------------------|---------------------------------------|-----------------------------|
| 04-05-06-07 | 3.06      | 2.142     | 30x30                | 24.73                                 | Pas de risque de flambement |
| 01-02-03    | 3.06      | 2.142     | 40x40                | 18.55                                 | Pas de risque de flambement |
| E.service   | 3.06      | 2.142     | 45x45                | 16.49                                 | Pas de risque de flambement |
| RDC         | 3.89      | 2.723     | 45x45                | 20.96                                 | Pas de risque de flambement |
| sous sol    | 3.10      | 2.170     | 45x45                | 16.70                                 | Pas de risque de flambement |

**Tableau 2-12:** les valeurs de  $\lambda$

Les valeurs de  $\lambda$  sont inférieurs à 50 donc il n'ya aucun risque de flambement.

**Conclusion**

On a pré dimensionné tout les éléments structuraux de notre ouvrage, mais les sections trouvées ne sont pas définitives car on peut les changer. Après l'étude dynamique les différentes règles, lois et document technique nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

| Éléments           | Les dimensions             |                         |
|--------------------|----------------------------|-------------------------|
| Plancher           | (16+4) cm                  |                         |
| Voiles             | e=20 cm                    |                         |
| Poutre principales | (30x40) cm <sup>2</sup>    |                         |
| Poutre secondaires | (30x35) cm <sup>2</sup>    |                         |
| Poteaux            | 04-05-06-07                | (30x30) cm <sup>2</sup> |
|                    | 01-02-03                   | (35x35) cm <sup>2</sup> |
|                    | Sous sol - RDC -E. Service | (40x40) cm <sup>2</sup> |

**Tableau2-13** : les dimensions des sections trouvées.

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs.

1. ETUDE DE L'ACROTÈRE

I. Introduction :

L'acrotère est assimilé à une console verticale encastrée à sa base dans le plancher terrasse, Il est soumis à son poids propre  $G$  et a un effort latéral  $Q$  du a la main courante, engendrant un moment de renversement  $M$ , donc il sera calculé a la flexion composée



Figure 3-2-1 : Acrotère

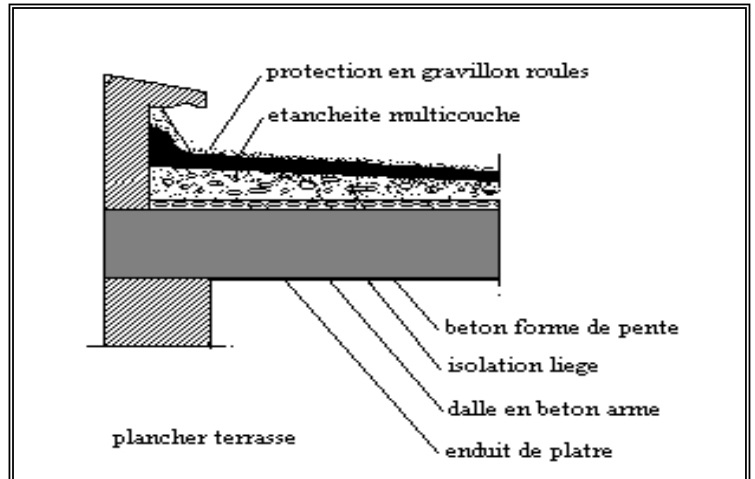


Figure3- 2-2 : Coupe verticale de l'acrotère

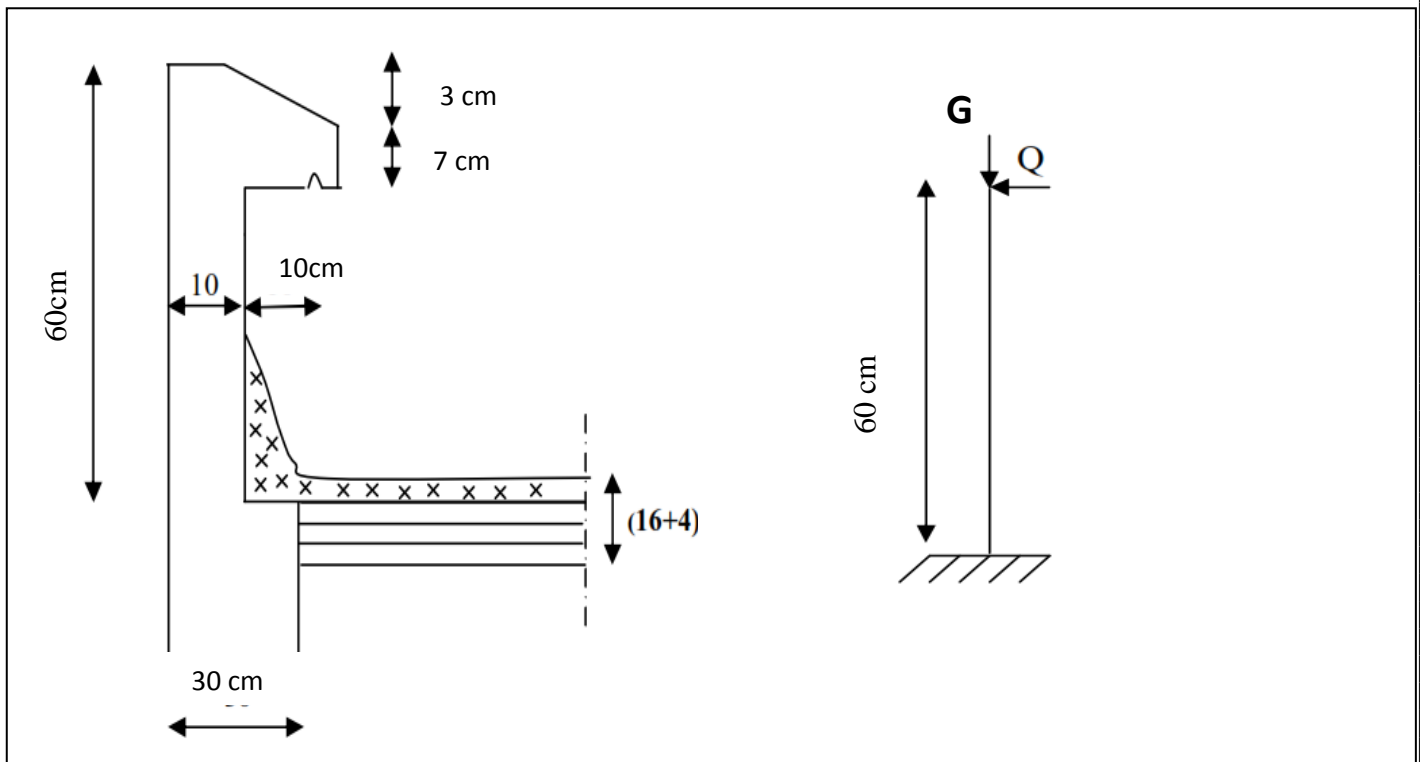


Figure 3-2-3 : Coupe verticale de l'acrotère et son schéma statique .

**II. Détermination des sollicitations :**

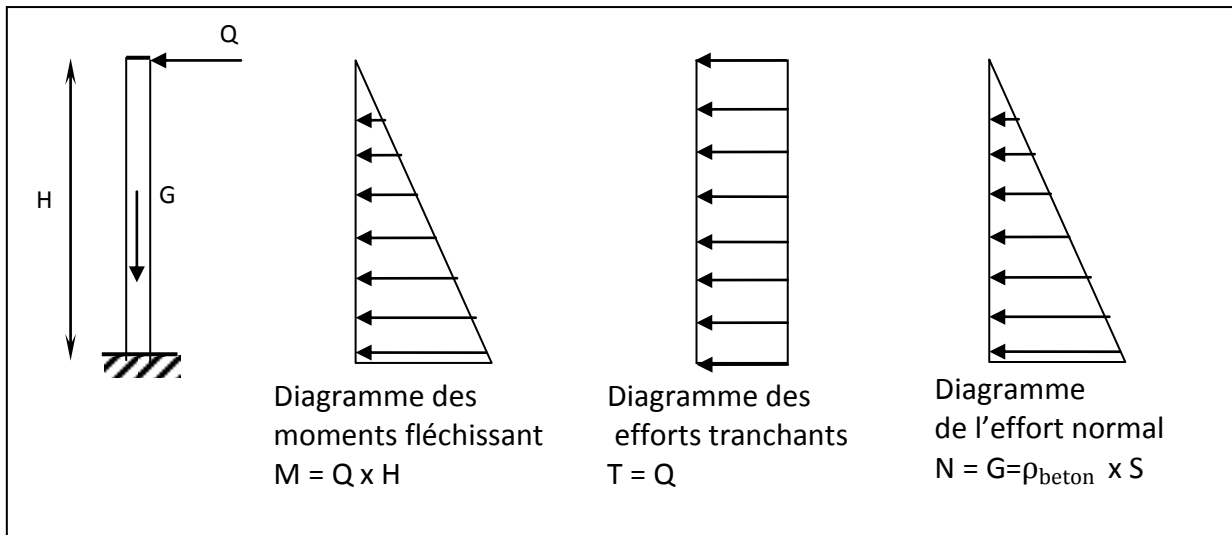
- poids propre de l'acrotère :  $G = 1.7125 \text{ KN/ml}$ .

$\rho = 25 \text{ KN/m}^3$  (masse volumique du béton)

$$G = \rho_b \times S$$

$$G = 25 \left[ (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) - \left( 0.03 \times \frac{0.2}{2} \right) \right] = G = 1.675 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

- Surcharge d'exploitation :  $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$ .
- Effort normal du au poids propre  $G$  :  $N = G \times 1 = 1.675 \times 1 = 1.675 \text{ KN}$ .
- Effort tranchant :  $T = Q \times 1 = 1.00 \text{ KN}$ .
- Moment fléchissant max du a la surcharge  $Q$  :  $M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0,60 \times 1 = 0,60 \text{ KN.m}$



**Figure3- 2-4 : Schéma statique de calcul et diagrammes des efforts**

**III. Combinaison de charges :**

a) **A P'ELU** : La combinaison de charge à considérer est  $1.35G + 1.5Q$

- Effort normal de compression :  $N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = 1.35 G = 1,35 \times 1,675 = 2.26 \text{ KN}$
- Moment de flexion :  $M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q = 1,5M_Q = 1,5 \times 0,60 = 0.90 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant :  $T_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

b) **A P'ELS** : La combinaison de charge à considérer est :  $G + Q$

- Effort normal de compression :  $N_s = N_G + N_Q = N_G = 1,675 \text{ KN}$ .
- Moment de flexion :  $M_s = M_G + M_Q = M_Q = 0,60 \text{ KN.m}$ .
- Effort tranchant :  $T_s = T_Q = 1 \text{ KN}$

**IV. Ferrailage :**

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire (une bande de 1m de largeur)

- Épaisseur de la section :  $h= 10 \text{ cm}$
- Largeur de la section  $b=100 \text{ cm}$
- L'enrobage  $c=c'= 3 \text{ cm}$
- Hauteur utile  $d= h-c= 7 \text{ cm}$

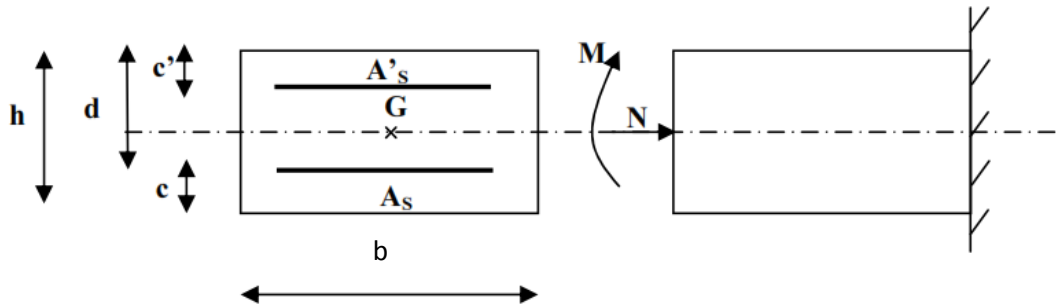


Figure 3-2-5: Schéma statique de

**a) Position du centre de pression Cp :**

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.26} = 0.398\text{m}$
- $\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$
- Avec  $c = 3 \text{ cm}$

$e_u > \frac{h}{2} - c$   $\Rightarrow$  Section partiellement comprimée (CPC)

Le centre de pression (CP) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures



Le principe de calcul est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif «  $M_f$  » afin de déterminer les armature fictives «  $A_f$  » puis on flexion composée pour déterminer les armatures réelles «  $A$  ».

**b) Calcul de la section des armatures fictives (en flexion simple) :****1. Moment fictif ( $M_f$ ) :**

- $a = e_u + 0.5h - c = 39.8 + 0.5 \times 10 - 3 = 41.8 \text{ cm}$
- $M_f = N_u \times a = 2.26 \times 0.418 = 0.945 \text{ KN m}$

**2. Moment réduit ( $\mu$ ) :**

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\bullet f_{bu} = \sigma_b = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\bullet f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\bullet \gamma_b = 1.15 \text{ situation accidentel}$$

$$\bullet \gamma_b = 1.5 \text{ autre cas}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.12 \text{ MPa}$$

$\sigma_b$ : contrainte du beton comprimé

$$\mu = \frac{0.945 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14.2}$$

$$\mu = 0.013$$

$$\mu = 0.013 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.013 \longrightarrow \beta = 0.993 \text{ (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

**3. Armatures fictives  $A_f$  :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.945 \times 10^6}{0.993 \times 70 \times 348} = 39.06 \text{ mm}^2 = 0.39 \text{ cm}^2$$

Avec :

- $\sigma_{st}$ : contrainte des aciers tendus

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

- $\gamma_s = 1 \text{ cas accidentel}$
- $\gamma_s = 1.15 \text{ autre cas}$

**c) Calcul de la section des armatures réelles (en flexion composée) :**

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.39 - \frac{2.26 \times 10}{348} = 0.325 \text{ cm}^2.$$

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

➔ **Armature principales :**

Il faut vérifier que  $A \geq A_{min}$

Avec :

- $A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \frac{e_s - 0.445 d}{e_s - 0.185 d}$
- $e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.60}{1.675} = 0.35m = 35cm$
- $f_e = 400 MPa$
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$  }  $f_{t28} = 2.1 MPa$
- $f_{c28} = 25 MPa$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} \frac{35 - 0.445 \times 7}{35 - 0.185 \times 7} = 0.8 cm^2$$

Donc :  $A_u = 0.325 cm^2 < A_{min} = 0.8 cm^2$  ..... **Condition non vérifiée**

Donc on adopte une section  $A = A_{min} = 0.8 cm^2$

Soit **4HA8=2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de  $S_t = \frac{100}{4} = 25 cm$

➔ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 cm^2$$

On adoptera **4HA8=2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de  $S_t = \frac{60}{4} = 15 cm$

**2. Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.2.1/BAEL 91) :**

➔ **Contrainte tangentielle conventionnelle ultime  $\tau_u$**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.0214 MPa$$

- $T_u$  Effort tranchant a l'ELU :  $T_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 KN$
- $b$ : Largeur minimal de la section ( $b = 100 cm$ )
- $d$  : Hauteur utile ( $d = 7 cm$ )

➔ **Contrainte tangentielle admissible  $\bar{\tau}_u$**

FPP  $\bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 MPa \right]$

FTP ou FP  $\bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 MPa \right]$

- FPP : Fissuration peu préjudiciable
- FTP : Fissuration très préjudiciable
- FP : Fissuration préjudiciable
- $\gamma_b = 1.15$  situation accidentelle
- $\gamma_b = 1.5$  autre cas

Pour la fissuration préjudiciable nous avons

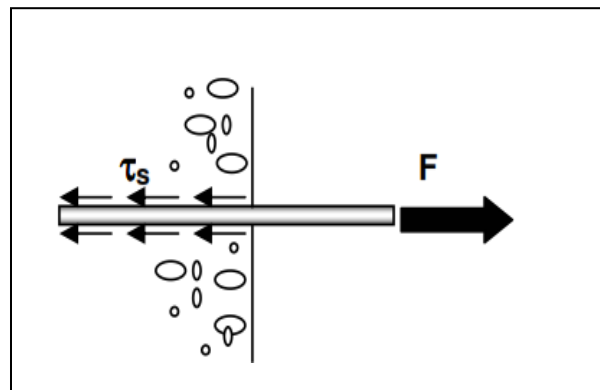
$$\bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right] = \min[2.5\text{MPa}; 4\text{MPa}] = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.0214 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

### 3. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 99/ Art A.6.1.1.3) :

Les conditions de résistance d'un élément en béton armé supposent que les armatures ne glissent pas à l'intérieur du béton. C'est le phénomène d'adhérence qui empêche ou limite ces glissements.

La liaison entre une armature et le béton est mesurée par la contrainte d'adhérence  $\tau_s$



**Figure3- 2-6** : Appliquer à une barre un effort de traction F

#### ✚ Facteurs influant sur l'adhérence

L'adhérence est favorisée par :

- l'état de surface des aciers : l'adhérence est améliorée lorsque la barre possède des nervures en saillies ou lorsque sa surface est rugueuse
- la qualité du béton d'enrobage : en particulier le dosage et les conditions de vibration qui influent sur la compacité

a) La valeur limite ultime réglementaire de la contrainte d'adhérence :

Cette contrainte tient compte à la fois des caractéristiques de l'acier avec le coefficient de scellement  $\Psi_s$  et celles du béton, avec sa résistance à la traction  $f_{tj}$  :

- $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$
- $\Psi_s = 1.5$  (Acier haute adhérence)
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{cj} = 2.1\text{MPa}$

b) La contrainte d'adhérences d'entrainement :

Cette contrainte va s'opposé à l'effort de traction dans la barre

$$\bullet \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.048} = 0.24 \text{ MPa}$$

•  $T_u$  : effort tranchant

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

$\sum u_i$  Somme des périmètres utiles des barres

n : nombre de barres

$$\tau_{se} = 0.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée .}$$

#### 4. Vérification des espacements des barres :

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

Nous avons adopté  $S_t = 25 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifiée.}$

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

Nous avons adopté  $S_t = 15 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifiée.}$

#### 5. Ancrages des barres verticales :

L'ancrage est défini par sa longueur de scellement droit «  $l_s$  »

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_s} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm}$$

$$\bullet \bar{\tau}_s = 0.6\Psi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_s$ : contrainte d'adhérence

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

$$\bullet f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{cj} = 2.1 \text{ MPa}$$

On adopter  $l_s = 30 \text{ cm}$

## VI. Vérification à l'ELS :

On vérifie que les contraintes maximales du béton et de l'acier sont inférieures aux contraintes limites imposées.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit donc vérifier que

$$\bullet \text{ Moment de flexion : } M_s = M_G + M_Q = M_Q = 0,60 \text{ KN.m.}$$

$$\bullet \text{ Effort normal de compression : } N_s = N_G + N_Q = N_G = 1,675 \text{ KN.}$$

**1. Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier (Art A4.5.3.2/BAEL91) :**

Il consiste à assurer que les armatures sont convenablement disposées dans la section et les contraintes ne dépassent pas la valeur limite

$$\bullet \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{266.66; 201.63\} = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec :

- $\eta$  : Coefficient de fissuration  
 $\eta = 1.3$  pour les HA si  $\phi < 6 \text{ mm}$   
 $\eta = 1.6$  pour les HA si  $\phi \geq 6 \text{ mm}$   
 Nous avons adopté  $\phi = 8 \text{ mm}$  donc  $\eta = 1.6$

- $f_e = 400 \text{ MPa}$
- $f_{tj} = 2.1 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = \frac{M_s}{d A_s \beta_1} = \frac{0.60 \times 10^6}{70 \times 2.01 \times 10^2 \times 0.915} = 46.60 \text{ MPa}$$

Donc  $\sigma_{st} = 46.60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$  ..... **Condition vérifiée**

**2. Vérification des contraintes dans le béton (Art A-4.5.2/BAEL 91) :**

$$\varphi_1 = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.29$$

$$\varphi_1 = 0.29 \text{ Donc } \beta_1 = 0.915 \text{ et } k = 0.023$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc} &= K \sigma_s = 0.023 \times 46.60 = 1.0718 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} &= 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \sigma_{bc} = 1.0718 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ ..... Condition vérifiée}$$

**3. Vérification au séisme (Art 6.2.3/RPA99) :**

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p, \text{ elle doit être inférieure à } Q$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone

dans notre cas : Zone III  
 Groupe d'usage 2 } A=0.25 (RPA99, art 4.2.3 tableau 4-1)

- $C_p$  : Facteur de force horizontal variant entre (0.3 et 0.8)

Pour les éléments secondaires  $C_p = 0.3$

- $W_p$  : Poids de l'acrotère = 1.675 kN/ml

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.3 \times 1.675 = 0.502 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0.502 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**Remarque** : Notre ferrailage est calculé à L'ELU est vérifié à L'ELS

**Conclusion** : Les conditions étant vérifiées, donc le ferrailage adopté est le suivant

- Armature principale : **4HA8/ml = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec :  **$S_t = 25 \text{ cm}$** .
- Armature de répartition : **4HA8/ml = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec :  **$S_t = 15 \text{ cm}$** .



## 2. ETUDE DU PLANCHER

### I. Introduction :

Notre projet est constitué de plancher en corps creux très communément employés dans les bâtiments d'habitation.

Le plancher en corps creux est composé de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axe des poutrelles est de 65cm et disposées dans le sens de la petite portée
- Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu et comme isolant.
- Une dalle de compression qui est coulée sur place, elle est armée d'un quadrillage d'acier (treillis soudé) de nuance (TLE 520) ayant comme fonction de :
  - ➔ Limier les risques de fissuration par retrait
  - ➔ Résistance sous l'effet des charges appliquées
  - ➔ Réaliser un effet de répartition des charges entre poutrelles voisines.

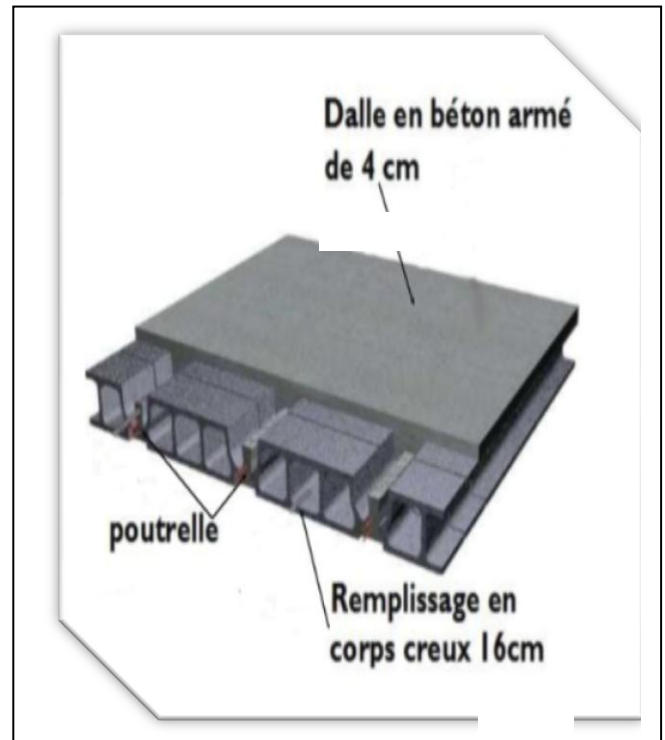
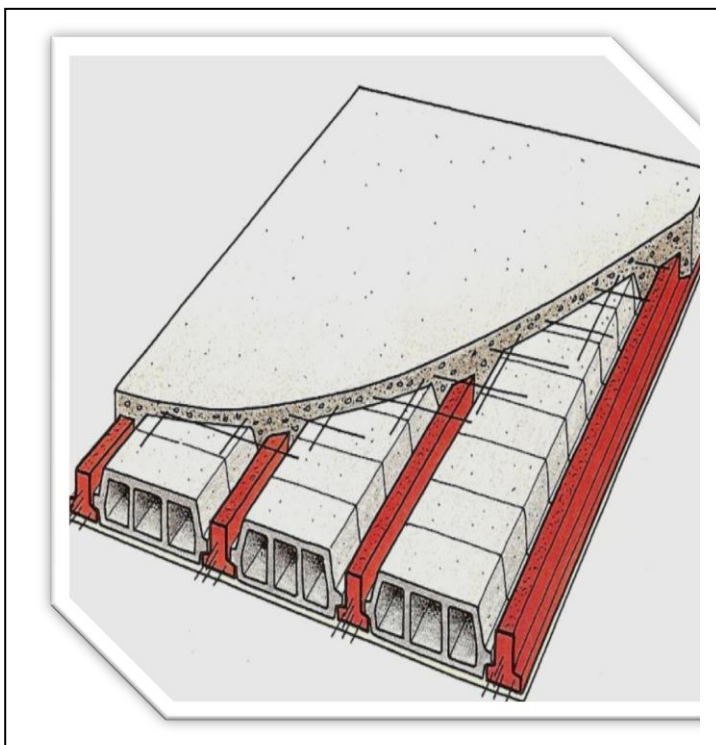


Figure3-1-1 : Coupe verticale d'un plancher en corps creux

## II. calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

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

### a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles

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

l : distance entre axe des poutrelles (50 cm < l < 80 cm).

Soit :  $A_{\perp} = 6T6 = 1.7 \text{ cm}^2$  ; avec un espacement :  $S_t = 15 \text{ cm}$

### b) Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.7}{2} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{//} = 6T6 = 1.7 \text{ cm}^2$  ; avec un espacement :  $S_t = 15 \text{ cm}$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (6 × 6 × 150 × 150) mm<sup>2</sup>.

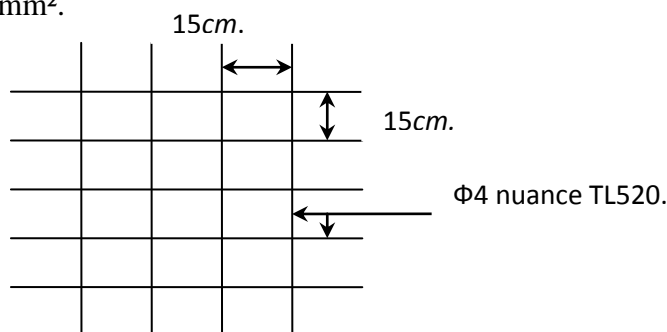


Figure 3-1-2 : Treillis soudés (150×150) mm<sup>2</sup>.

## III. Étude de la poutrelle

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives.

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

### 1. Avant coulage de la dalle de compression (section rectangulaire) :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion ; elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0.95 KN/m<sup>2</sup> et celui de la main d'œuvre.

➤ Poids propre de la poutrelle

$$G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN / ml}$$

➤ Poids du corps creux

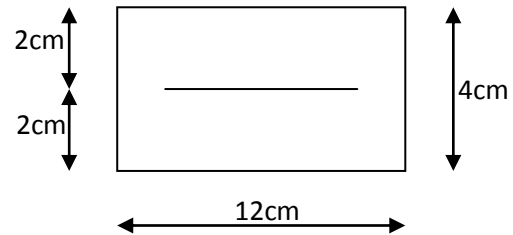
$$G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ ml}$$

➤ Poids totale

$$G_{\text{tot}} = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ ml.}$$

➤ Surcharge de l'ouvrier

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



a) Calcul à l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable, en considérant la fissuration non préjudiciable.

b) Combinaison des charges :

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

$$L = 4 \text{ m}$$

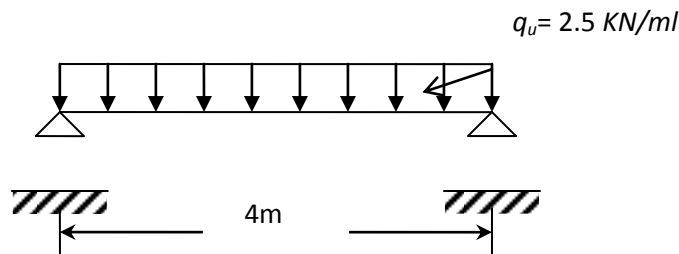


Figure 3-1-3 : Schéma de calcul de la poutrelle.

c) Calcul du moment en travée

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{8} = 2.5 \times \frac{(4)^2}{8} = 5 \text{ KN.m.}$$

d) Calcul de l'effort tranchant

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 4}{2} = 5 \text{ KN}$$

e) Ferrailage

$$b = 12 \text{ cm. ; } c = 3 \text{ cm } , h = 4 \text{ cm } , d = h - c = 4 - 3 = 1 \text{ cm. (d : hauteur utile).}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} ; \text{ Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\delta_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{5 \times 10^6}{(120) \times (10)^2 \times 14.2} = 29.34$$

$$\mu_u = 29.34 > \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{La section est doublement armée.}$$

**Conclusion :**

La section de la poutrelle est petite, par conséquent, on ne peut pas placer la totalité des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul. On prévoit alors des étais intermédiaires pour la conforter (l'aider 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. La distance entre fil d'étais est de 190 cm.

**2. Étape après coulage de la dalle de compression**

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastrée partiellement par ses deux extrémités. Elle aura une section en T et sera soumise aux charges suivantes qui seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles :

- Charge permanente :  $G = 5.60 \times 0.65 = 3.64 \text{ KN/ml}$ .
- Surcharge d'exploitation :  $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$ .

**a) Dimensionnement de la poutrelle (article A.4.1/B.A.E.L 91)**

$h$  : hauteur de la poutrelle ( $h=16\text{cm}$ )

$h_0$  : hauteur de la dalle de compression ( $h_0 = 4 \text{ cm}$ )

$b_0$  : largeur de la nervure ( $b_0 = 12 \text{ cm}$ )

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L}{2}; \frac{L_1}{10}; 8h_0 \right\}$$

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

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

$L_1$  : longueur de la plus grande travée.

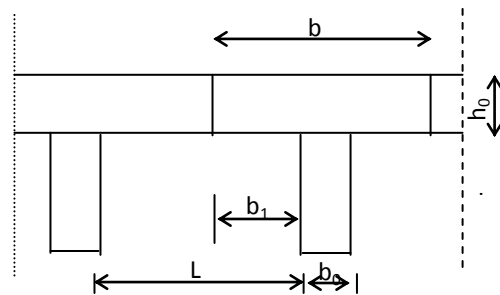
$$L = 400 \text{ cm}$$

D'où :

$$b_1 \leq \min \{26,5; 40; 32\}$$

$$b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

$$b = 2 b_1 + b_0 = (2 \times 26.5) + 12 = 65 \text{ cm}$$



**Figure 3-1-4 : Dimensions de la poutrelle.**

**IV. Choix de la méthode, Vérification des conditions de la méthode forfaitaire (Article B.6.2, 210/BAEL91 modifié99)**

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

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

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

$$Q = 1.5 \text{ KN} \leq \max \{2G = 7.28 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2\} \Rightarrow \text{CV}$$

**2<sup>ème</sup> Condition :**

Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées ⇒ CV

**3<sup>ème</sup> Condition :**

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

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

$$l_1/l_2 = 3.50/4 = 0.875 \dots\dots\dots cv$$

$$l_2/l_3 = 4 / 3.5 = 1.14 \dots\dots\dots cv$$

$$l_3/l_4 = 3.5/3.5 = 1 \dots\dots\dots cv$$

$$l_4/l_5 = 3.5/4 = 0.875 \dots\dots\dots cv$$

**4<sup>ème</sup> Condition:**

La fissuration est considérée comme non préjudiciable à terme du béton.

Toutes les conditions pour l'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites donc on procédera à son application.

**a) 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 même charge que la travée considérée.

**b) Exposé de la méthode :**

Le rapport ( $\alpha$ ) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

-  $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} \quad \text{dont } l: \text{ longueur entre nus des appuis.}$$

-  $M_w$  : 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.

D'après les règles de **BAEL91** les valeurs de  $M_w$ ,  $M_e$  et  $M_t$  doivent vérifier les conditions suivantes :

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

$$- M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans une travée intermédiaire.}$$

$$- M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans une travée de rive.}$$

## c) Application de la méthode :

## ➤ Les charges et surcharges appliquées à la poutrelle sont :

- poids du plancher:  $G = 3,64 \text{ KN/ml}$
- surcharge d'exploitation:  $Q = 0,975 \text{ KN/m}$

## ➤ Les combinaisons de charge:

**-ELU:**  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6,376 \text{ KN/ml}$

**-ELS :**  $q_s = G + Q = 4,615 \text{ KN/ml}$

Calcul du rapport de charge  $\alpha$  :  $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

Avec :  $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/m}$

$G = 5,60 \times 0,65 = 3,64 \text{ KN/m}$

$\alpha = 2,5 / (2,5 + 5,60) = 0,308 < \frac{2}{3} \dots \text{cv}$

## ➤ Calcul des moments isostatique :

**Travée AB :**  $l_{AB} = 3,50\text{m}$

$M_{01} = q_u l^2 / 8 = 6,376 (3,50)^2 / 8 = \mathbf{9,763 \text{ KN.ml}}$

**Travée BC:**  $l_{BC} = 4,00\text{m}$

$M_{02} = q_u l^2 / 8 = 6,376 (4)^2 / 8 = \mathbf{12,752 \text{ KN.ml}}$

**Travée CD :**  $l_{CD} = 3,50\text{m}$

$M_{03} = q_u l^2 / 8 = 6,376 (3,50)^2 / 8 = \mathbf{9,763 \text{ KN.ml}}$

**Travée DE :**  $l_{DE} = 3,50\text{m}$

$M_{04} = q_u l^2 / 8 = 6,376 (3,50)^2 / 8 = \mathbf{9,763 \text{ KN.ml}}$

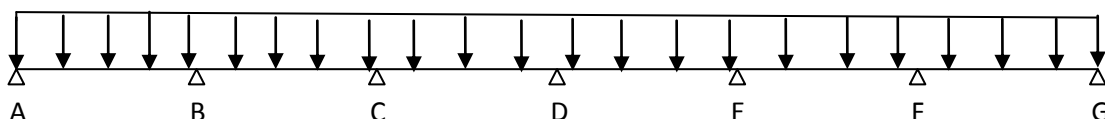
**Travée EF :**  $l_{EF} = 4,00\text{m}$

$M_{05} = q_u l^2 / 8 = 6,376 (4)^2 / 8 = \mathbf{12,752 \text{ KN.ml}}$

**Travée FG :**  $l_{FG} = 4,00\text{m}$

$M_{06} = q_u l^2 / 8 = 6,376 (4)^2 / 8 = \mathbf{12,752 \text{ KN.ml}}$

## ➤ Calcul des moments aux appuis :



$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 9,763 = \mathbf{2,928KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 12,752 = \mathbf{6,376 KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_{02}; M_{03}) = 0,4 \times 12,752 = \mathbf{5,100 KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \max (M_{03}; M_{04}) = 0,4 \times 9,763 = \mathbf{3,905 KN.m}$$

$$M_E = 0,4 \max (M_{04}; M_{05}) = 0,4 \times 12,752 = \mathbf{5,100 KN.m}$$

$$M_F = 0,5 \max (M_{05}; M_{06}) = 0,5 \times 12,752 = \mathbf{6,376 KN.m}$$

$$M_G = 0,3 M_{06} = 0,3 \times 12,752 = \mathbf{3,825 KN.m}$$

➤ **Calcul des moments en travées :**

$$1 + 0,3 \alpha = 1,092$$

$$(1 + 0,3 \alpha) / 2 = (1 + 0,3 \times 0,308) / 2 = 0,546$$

$$(1,2 + 0,3 \alpha) / 2 = (1,2 + 0,3 \times 0,308) / 2 = 0,646$$

- **Étude de la travée AB** :(travée de rive)

$$M_t^{AB} \geq \max \begin{cases} 1,05 M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1,05 \times 9,763 - \frac{2,928 + 6,376}{2} = 5,599 \text{ KN.m} \\ (1 + 0,3 \alpha) M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1,092 \times 9,763 - \frac{2,928 + 6,376}{2} = 6,009 \text{ KN.m} \\ \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} M_{01} = \frac{1,2 + 0,3(0,308)}{2} \times 9,763 = 6,306 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On prend :  $M_t^{AB} = \mathbf{6,306 KN.m}$

- **Étude de la travée BC** :(travée intermédiaire)

$$M_t^{BC} \geq \max \begin{cases} 1,05 M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1,05 \times 12,752 - \frac{6,376 + 5,100}{2} = 7,651 \text{ KN.m} \\ (1 + 0,3 \alpha) M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1,092 \times 12,752 - \frac{6,376 + 5,100}{2} = 8,187 \text{ KN.m} \\ \frac{1 + 0,3 \alpha}{2} M_{02} = \frac{1 + 0,3(0,308)}{2} \times 12,322 = 6,730 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On prend :  $M_t^{BC} = \mathbf{8,187KN.m}$

- **Étude de la travée CD** :(travée intermédiaire)

$$M_t^{CD} \geq \max \begin{cases} 1,05 M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} = 1,05 \times 9,763 - \frac{5,100 + 3,905}{2} = 5,748 \text{ KN.m} \\ (1 + 0,3 \alpha) M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} = 1,092 \times 9,763 - \frac{5,100 + 3,905}{2} = 6,158 \text{ KN.m} \\ \frac{1 + 0,3 \alpha}{2} M_{03} = \frac{1 + 0,3(0,308)}{2} \times 9,763 = 5,330 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On prend :  $M_t^{CD} = \mathbf{6,158KN.m}$

- Étude de la travée DE : (travée intermédiaire)

$$M_t^{DE} \geq \max \begin{cases} 1,05M_{04} - \frac{M_D+M_E}{2} = 1,05 \times 9,763 - \frac{3,905+5,100}{2} = 5,748 \text{ KN.m} \\ (1 + 0,3\alpha) M_{04} - \frac{M_D+M_E}{2} = 1,092 \times 9,763 - \frac{3,905+5,100}{2} = 6,158 \text{ KN.m} \\ \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{04} = \frac{1+0,3(0,308)}{2} \times 9,763 = 5,330 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On prend :  $M_t^{DE} = 6,158 \text{ KN.m}$

- Étude de la travée EF : (travée intermédiaire)

$$M_t^{EF} \geq \max \begin{cases} 1,05M_{05} - \frac{M_E+M_F}{2} = 1,05 \times 12,752 - \frac{5,100+6,376}{2} = 7,652 \text{ KN.m} \\ (1 + 0,3\alpha) M_{05} - \frac{M_E+M_F}{2} = 1,092 \times 12,752 - \frac{5,100+6,376}{2} = 8,187 \text{ KN.m} \\ \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{05} = \frac{1+0,3(0,308)}{2} \times 12,752 = 6,962 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On prend :  $M_t^{EF} = 8,187 \text{ KN.m}$

- Étude de la travée FG :(travée de rive)

$$M_t^{FG} \geq \max \begin{cases} 1,05 M_{06} - \frac{M_F+M_G}{2} = 1,05 \times 12,752 - \frac{6,376+3,825}{2} = 8,289 \text{ KN.m} \\ (1 + 0,3 \alpha) M_{06} - \frac{M_F+M_G}{2} = 1,092 \times 12,752 - \frac{6,376+3,825}{2} = 8.824 \text{ KN.m} \\ \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{06} = \frac{1,2+0,3(0,308)}{2} \times 12,752 = 8,237 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On prend :  $M_t^{FG} = 8,824 \text{ KN.m}$

Diagramme des moments :

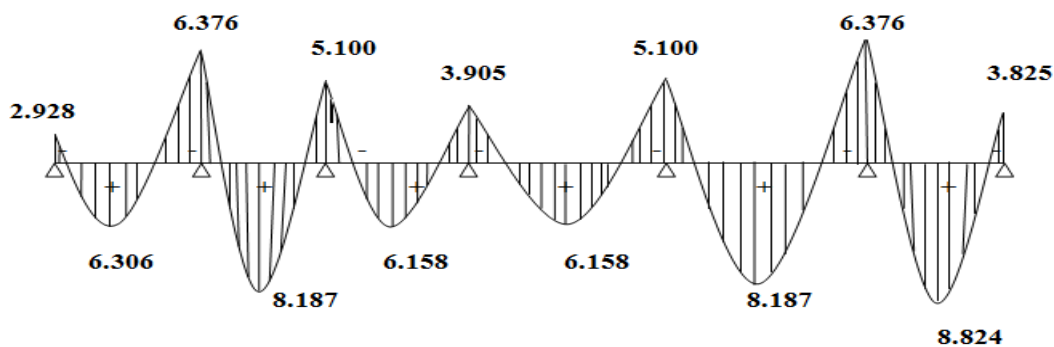


Figure 3-1-5 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELU

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

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

$$T(x) = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_E}{L_i}$$

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

**- Étude de la travée AB :**

$$T_A = \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$T_A = \frac{6,37 \times 3,50}{2} + \frac{(-6,376) - (-2,928)}{3,50} = \mathbf{10,162 \text{ KN}}$$

$$T_B = -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$T_B = -\frac{6,37 \times 3,50}{2} + \frac{(-6,376) - (-2,928)}{3,50} = \mathbf{-12,13 \text{ KN}}$$

**- Étude de la travée BC :**

$$T_B = \frac{ql_{Bc}}{2} + \frac{M_c - M_B}{l_{Bc}}$$

$$T_B = \frac{6,37 \times 4}{2} + \frac{(-5,100) - (-6,376)}{4} = \mathbf{13,059 \text{ KN}}$$

$$T_C = -\frac{ql_{Bc}}{2} + \frac{M_c - M_B}{l_{Bc}}$$

$$T_C = -\frac{6,37 \times 4}{2} + \frac{(-5,100) - (-6,376)}{4} = \mathbf{-12,421 \text{ KN}}$$

**- Étude de la travée CD :**

$$T_C = \frac{q \cdot l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_c}{l_{CD}}$$

$$T_C = \frac{6,37 \times 3,50}{2} + \frac{(-3,905) - (-5,100)}{3,50} = \mathbf{11,488 \text{ KN}}$$

$$T_D = -\frac{q \cdot l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_c}{l_{CD}}$$

$$T_D = -\frac{6,37 \times 3,50}{2} + \frac{(-3,905) - (-5,100)}{3,50} = \mathbf{-10,805 \text{ KN}}$$

- Étude de la travée DE :

$$T_D = \frac{ql_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$T_D = \frac{6,37 \times 3,50}{2} + \frac{(-5,100) - (-3,905)}{3,50} = 10,805 \text{ KN}$$

$$T_E = -\frac{ql_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$T_E = -\frac{6,37 \times 3,50}{2} + \frac{(-5,100) - (-3,905)}{3,50} = -11,488 \text{ KN}$$

- Étude de la travée EF :

$$T_E = \frac{ql_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}}$$

$$T_E = \frac{6,37 \times 4}{2} + \frac{(-6,376) - (-5,100)}{4} = 12,421 \text{ KN}$$

$$T_F = -\frac{ql_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}}$$

$$T_F = -\frac{6,37 \times 4}{2} + \frac{(-6,376) - (-5,100)}{4} = -13,059 \text{ KN}$$

- Étude de la travée FG :

$$T_F = \frac{ql_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}}$$

$$T_F = \frac{6,37 \times 4}{2} + \frac{(-3,825) - (-6,376)}{4} = 13,377 \text{ KN}$$

$$T_G = -\frac{ql_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}}$$

$$T_G = -\frac{6,37 \times 4}{2} + \frac{(-3,825) - (-6,376)}{4} = -12,102 \text{ KN}$$

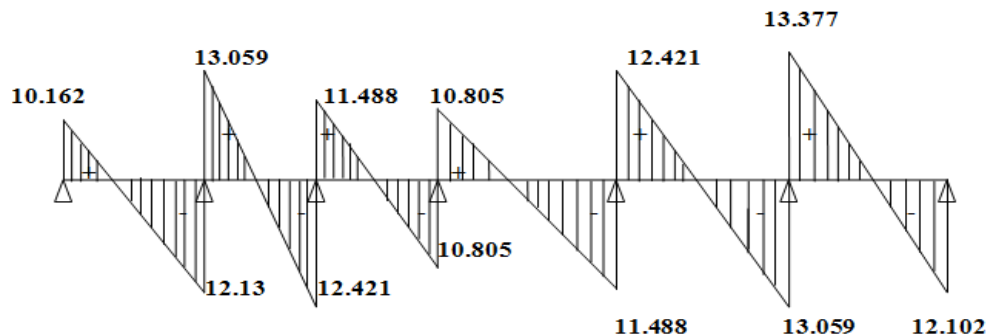


Figure 3-1-5 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

## ➤ Calcul à l'ELS :

$$q_s = G + Q = 4,615 \text{ KN/ml}$$

$$M_{01} = q_s l^2 / 8 = 4,615 (3,50)^2 / 8 = 7,066 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = q_s l^2 / 8 = 4,615 (4)^2 / 8 = 9,23 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = q_s l^2 / 8 = 4,615 (3,50)^2 / 8 = 7,066 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = q_s l^2 / 8 = 4,615 (3,50)^2 / 8 = 7,066 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = q_s l^2 / 8 = 4,615 (4)^2 / 8 = 9,23 \text{ KN.m}$$

$$M_{06} = q_s l^2 / 8 = 4,615 (4)^2 / 8 = 9,23 \text{ KN.m}$$

## ➤ Calcul du moment aux appuis :

$$M_A = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 7,066 = 2,119 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 9,23 = 4,615 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_{02}; M_{03}) = 0,4 \times 9,23 = 3,692 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \max (M_{03}; M_{04}) = 0,4 \times 7,066 = 2,826 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,4 \max (M_{04}; M_{05}) = 0,4 \times 7,066 = 2,826 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,5 \max (M_{05}; M_{06}) = 0,5 \times 9,23 = 4,615 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,3 M_{06} = 0,3 \times 9,23 = 2,769 \text{ KN.m}$$

## - Étude de la travée AB :(travée de rive)

$$M_t^{AB} \geq \max \begin{cases} 1,05 M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1,05 \times 7,066 - \frac{2,119 + 4,615}{2} = 4,052 \text{ KNm} \\ (1 + 0,3 \alpha) M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1,092 \times 7,066 - \frac{2,119 + 4,615}{2} = 4,349 \text{ KNm} \\ \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} M_{01} = \frac{1,2 + 0,3(0,308)}{2} \times 7,066 = 4,566 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{On prend } M_t^{AB} = 4,566 \text{ KN.m}$$

## - Étude de la travée BC :(travée intermédiaire)

$$M_t \geq \max \begin{cases} 1,05 M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1,05 \times 9,23 - \frac{4,615 + 3,692}{2} = 5,537 \text{ KN.m} \\ (1 + 0,3 \alpha) M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1,092 \times 9,23 - \frac{4,615 + 3,692}{2} = 5,925 \text{ KN.m} \\ \frac{1 + 0,3 \alpha}{2} M_{02} = \frac{1 + 0,3(0,308)}{2} \times 9,23 = 5,039 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{On prend : } M_t^{BC} = 5,925 \text{ KN.m}$$

- Étude de la travée CD :(travée intermédiaire)

$$M_t^{CD} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05M_{03} - \frac{M_c+M_D}{2} = 1,05 \times 7,066 - \frac{3,692+2,826}{2} = 4,160 \text{ KN.m} \\ (1+0,3\alpha) M_{03} - \frac{M_c+M_D}{2} = 1,092 \times 7,066 - \frac{3,692+2,826}{2} = 4,457 \text{ KN.m} \\ \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{03} = \frac{1+0,3(0,308)}{2} \times 7,066 = 3,858 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend :  $M_t^{CD} = 4,457 \text{ KN.m}$

- Étude de la travée DE :(travée intermédiaire)

$$M_t^{DE} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05M_{04} - \frac{M_D+M_E}{2} = 1,05 \times 7,066 - \frac{2,826+2,826}{2} = 4,593 \text{ KN.m} \\ (1+0,3\alpha) M_{04} - \frac{M_D+M_E}{2} = 1,092 \times 7,066 - \frac{2,826+2,826}{2} = 4,890 \text{ KN.m} \\ \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{04} = \frac{1+0,3(0,308)}{2} \times 7,066 = 3,858 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend :  $M_t^{DE} = 4,890 \text{ KN.m}$

- Étude de la travée EF : (travée intermédiaire)

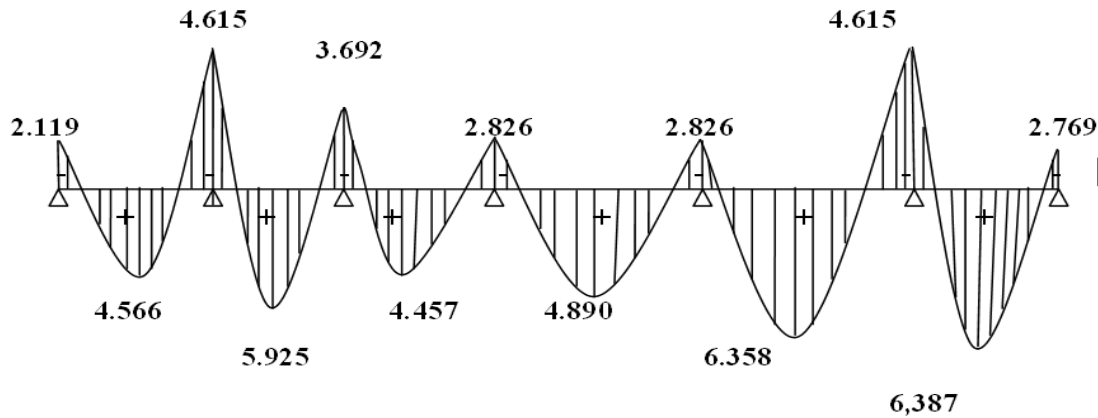
$$M_t^{EF} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05M_{05} - \frac{M_E+M_F}{2} = 1,05 \times 9,23 - \frac{2,826+4,615}{2} = 5,971 \text{ KN.m} \\ (1+0,3\alpha) M_{05} - \frac{M_E+M_F}{2} = 1,092 \times 9,23 - \frac{2,826+4,615}{2} = 6,358 \text{ KN.m} \\ \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{05} = \frac{1+0,3(0,308)}{2} \times 9,23 = 5,039 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend :  $M_t^{EF} = 6,358 \text{ KN.m}$

- Étude de la travée FG :(travée de rive)

$$M_t^{FG} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 M_{06} - \frac{M_F+M_G}{2} = 1,05 \times 9,23 - \frac{4,615 + 2,769}{2} = 5,999 \text{ KN.m} \\ (1+0,3\alpha) M_{01} - \frac{M_A+M_B}{2} = 1,092 \times 9,23 - \frac{4,615 + 2,769}{2} = 6,387 \text{ KN.m} \\ \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{01} = \frac{1,2+0,3(0,308)}{2} \times 9,23 = 5,964 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend :  $M_t^{FG} = 6,387 \text{ KN.m}$



**Figure 3-1-6:**Diagramme des moments fléchissant à L'ELS

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

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

$$T(x) = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_E}{L_i}$$

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

**- Étude de la travée AB :**

$$T_A = \frac{qL_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}}$$

$$T_A = \frac{4,615 \times 3,50}{2} + \frac{(-4,615) - (-2,119)}{3,50} = 7,36 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{q \cdot L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}}$$

$$T_B = -\frac{4,615 \times 3,50}{2} + \frac{(-4,615) - (-2,119)}{3,50} = -8,78 \text{ KN}$$

**- Étude de la travée BC :**

$$T_B = \frac{qL_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}}$$

$$T_B = \frac{4,615 \times 4}{2} + \frac{(-3,692) - (-2,119)}{4} = 8,83 \text{ KN}$$

$$T_C = -\frac{qL_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}}$$

$$T_C = -\frac{4,615 \times 4}{2} + \frac{(-3,692) - (-2,119)}{4} = -9,62 \text{ KN}$$

**- Étude de la travée CD :**

$$T_C = \frac{qL_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}}$$

$$T_C = \frac{4,615 \times 3,50}{2} + \frac{(-3,692) - (-2,119)}{3,50} = \mathbf{7,620 \text{ KN}}$$

$$T_D = -\frac{qL_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}}$$

$$T_D = -\frac{4,615 \times 3,50}{2} + \frac{(-3,692) - (-2,119)}{3,50} = \mathbf{-8,519 \text{ KN}}$$

**- Étude de la travée DE :**

$$T_D = \frac{qL_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}}$$

$$T_D = \frac{4,615 \times 3,50}{2} + \frac{(-2,826) - (-2,826)}{3,50} = \mathbf{8,07 \text{ KN}}$$

$$T_E = -\frac{qL_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}}$$

$$T_E = -\frac{4,615 \times 3,50}{2} + \frac{(-2,826) - (-2,826)}{3,50} = \mathbf{-8,07 \text{ KN}}$$

**- Étude de la travée EF :**

$$T_E = \frac{qL_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}}$$

$$T_E = \frac{4,615 \times 4}{2} + \frac{(-4,615) - (-2,826)}{4} = \mathbf{8,78 \text{ KN}}$$

$$T_F = -\frac{qL_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}}$$

$$T_F = -\frac{4,615 \times 4}{2} + \frac{(-4,615) - (-2,826)}{4} = \mathbf{-9,67 \text{ KN}}$$

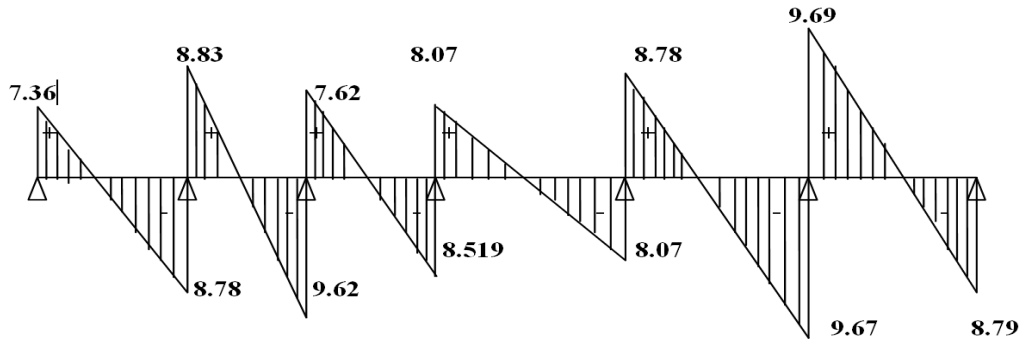
**- Étude de la travée FG :**

$$T_F = \frac{qL_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}}$$

$$T_F = \frac{4,615 \times 4}{2} + \frac{(-2,769) - (-4,615)}{4} = \mathbf{9,69 \text{ KN}}$$

$$T_G = -\frac{qL_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}}$$

$$T_G = -\frac{4,615 \times 4}{2} + \frac{(-2,769) - (-4,615)}{4} = \mathbf{-8,76 \text{ KN}}$$



**Figure 3-1-7 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS**

**V. Calcul des armatures à l'ELU :**

On adoptera le même ferrailage en travée avec le moment maximum  $M_t^{max}=8,824 \text{ KN.m}$ ,

et même ferrailage aux appuis avec le moment maximum  $M_a^{max}= 6,376 \text{ KN.m}$ .

**1) Armatures longitudinales :**

La poutrelle sera calculée comme une section en Té dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes :  $b=65\text{cm}$  ;  $b_0=12\text{cm}$  ;  $h=20\text{cm}$  ;  $h_0=4\text{cm}$  ;  $d=17$

**a) En travée :**

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M_0 = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 \left( 0,17 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_0 = 55,38 \text{ KN.m} > M_t^{max} = 8,824 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression, on aura à calculer une section rectangulaire

$$(b \times h) = (20 \times 65) \text{ cm}^2$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,824 \times 10^3}{65 \times 17^2 \times 14,2}$$

$$\mu_b = 0,033 < \mu_R \text{ (Section simplement armée)}$$

$$\mu_b = 0,033 < 0,392$$

$$\beta = 0,9885 \text{ (donnée par le tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,824 \times 10^3}{0,9885 \times 17 \times 348} = 1,51 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 3 \text{ HA8} = 1,51 \text{ cm}^2$

**b) Sur appuis:  $M_a = 6,376 \text{ KN.m}$**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,376 \times 10^3}{12 \times 17^2 \times 14,2} = 0,129$$

$$\mu_b = 0,129 < \mu_R \text{ (Section simplement armée)}$$

$$\mu_b = 0,129 < 0,392 \quad \beta = 0,9855 \text{ (donnée par le tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{6,376 \times 10^3}{0,9855 \times 17 \times 348} = 1,09 \text{ cm}^2$$

Soit:  $A_a = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$

**2) Armatures transversales :**

**a) Diamètre des barres (BAEL91/Art.7.2.2) :**

le diamètre maximal des armatures transversales est donné par :

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \Phi_1 \right\}$$

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \Phi_1 \max \right\} = \min \{ 1,2 ; 0,57 ; 1,2 \} = 0,57 \text{ cm} = 57 \text{ mm}$$

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de  $8\Phi$  avec  $A_t = 2\Phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2$

**b) Espacement des armatures (BAEL91/ArtA.5.1.22)**

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) = \min(15,3 ; 40) = 15,3\text{cm} ; \text{ soit } S_t = 15\text{cm}$$

**Vérifications à l'ELU :**

➤ **Condition de non fragilité :**

**- En travée :**

$$A_{\min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 65 \times 17 \times 2,1 / 400 = 1,33 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,33 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

**- Sur appuis :**

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 12 \times 17 \times 2,1 / 400$$

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,24 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (art .A.5, 1.1 /BAEL 91)**

$$V_u^{\max} = 13,37 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u^{\max} / b_0.d = 13,37 \times 10^3 / 120 \times 170 = 0,65 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,2.f_{c28} / b ; 5 \text{MPa}) = \min (0,2 \times 25 / 1,5 ; 5)$$

$$\tau_u = 3,33 \text{MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ ..... **Condition vérifiée.**

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

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28}$$

Avec  $\Psi_s = 1,5$  pour HA ;

$\Psi_s = 1,0$  pour RL.

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9.d \Sigma u_i}$$

$$\Sigma u_i = n \times \emptyset \times \pi$$

$$\Sigma u_i = 10 \times 3,14 \times 2 = 62,8 \text{ mm}$$

Avec :  $\Sigma u_i$  : somme des périmètres utiles des armatures d'appuis.

$$\tau_{se} = \frac{13,37 \times 10^3}{0,9 \times 170 \times 62,8} = 1,391 \text{ MPA}$$

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

➤ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis**

- **Sur le béton (Art: A.5.1.3) /BAEL 91 modifiées 99) :**

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times d \times 0,9 \times b$$

$$V_u^{\max} \leq 0,40 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 \times 0,9 \times 0,12 \times 0,17 = 122,4 \text{ KN}$$

$V_u^{\max} = 13,37 \text{ KN} < V_u^{\max} = 122,4 \text{ KN}$ ..... **Condition vérifiée.**

- Sur l'acier :

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{f_e} (v_u + H)$$

$$H = \frac{M_a^{\text{max}}}{0,9 \times d}$$

$$H = \frac{6,376}{0,9 \times 0,17} = -41,67$$

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{400} (13,37 - 41,67)$$

$$1,51 \geq -0,08$$

Les armatures calculées sont suffisantes.

➤ **Ancrage des barres : (Art : 6.1 .2) /BAEL 91 modifiées 99) :**

$$\tau_{se} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit:

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

Les règles de **BAEL 91(Art. A.6.1)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à  $0,4 L_s$  pour les aciers HA.

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_c = 0,4 \times L_s$$

$$L_c = 0,4 \times 35,27 = 14,11 \text{ cm}$$

**VI. Vérifications à l'ELS :**

• **Etat limite de compression de béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91):**

La contrainte de compression est limitée à :

$$\sigma_{bc} \leq 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} \leq 15 \text{ Mpa}$$

- Sur appuis :

$$A_a = 1,51 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 17} = 0,769$$

$$\Rightarrow \beta = 0,8335 \Rightarrow k = 25,53$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot A_a}$$

$$\sigma_{st} = \frac{4,615 \times 10^6}{0,8335 \times 170 \times 157} = 207,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{207,45}{25,53} = 8,12 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**- Sur travée :**

$$A_t = 1,51 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 1,51}{12 \times 17} = 0,740$$

$$\Rightarrow \beta = 0,8355 \Rightarrow k = 25,16$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot A_t} = \frac{6,387 \times 10^6}{0,8355 \times 170 \times 151} = 297,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{297,79}{25,16} = 11,83 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**• Etat limite de déformation :**

Avant de faire la vérification à la flèche, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

L : La portée de la travée entre les appuis.

h : Hauteur totale de la section

Mt : Moment en travée.

M0 : Moment isostatique dans la travée.

Donc on aura :

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0,05 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0,05 \leq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{6,387}{10 \times 4,615} = 0,138 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

Condition non vérifiée, donc il est nécessaire de faire une vérification à la flèche.

- **Vérification de la flèche :**

$$f = \frac{M_t l^2}{10 E_V I_{fv}} \leq f_{adm} = \frac{L}{500}$$

$$q_s = 4,615$$

$$E_V = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} E_V = \mathbf{10818,86 \text{ MPa.}}$$

$S_{xx}$  : Moment statique de la section homogène.

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

$$S_{xx} = \frac{12 \cdot 20^2}{2} + 15 \times 1,51 \times 17 + (65 - 12) \frac{4^2}{2}$$

$$\mathbf{S_{xx} = 3209,05 \text{ cm}^3}$$

$B_0$  : Surface de la section homogène.

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

$$B_0 = 12 \times 20 + 15 \times 1,51 + (65 - 12) \times 4$$

$$\mathbf{B_0 = 474,65 \text{ cm}^2}$$

$$v_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3209,05}{474,65} = 6,76 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 20 - 6,76 = 13,24 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b_0}{3} (v_1^3 + v_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + (v_1 - \frac{h_0}{2})^2 + 15 A_1 (v_2 - c)^2 \right]$$

$$I = \frac{12}{3} (6,76^3 + 13,24^3) + \left[ (65 - 12) \times 4 \times \frac{4^2}{12} + (6,76 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 1,51 (13,24 - 3)^2$$

$$\mathbf{I = 17980,525 \text{ cm}^4}$$

**- Calcul des coefficients:**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{1,51}{12 \times 17} = 0,0074$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0074 \left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right)} = 5,55$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 2,22$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0074 \times 297,79 + 2,1} = 0,663$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 17980,525}{1 + 2,22 \times 0,663} = 8001,49 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{6,387 \times 4000^2 \times 10^6}{10 \times 10818,86 \times 8001,49 \times 10^4} = 11,80 \text{ mm}$$

**Donc :**

$$f = 11,80 \text{ cm} > \bar{f} = \frac{1}{500} = 8 \text{ mm}$$

Condition non vérifiée on augmente la section d'armature  $A_t = 3HA10 = 2,35 \text{ cm}^2$ .

On aura :

$$f = 6,39 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{1}{500} = 8 \text{ mm}$$

### 3. ETUDE DE LA SALLE MACHINE

#### I. Introduction :

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (10 niveaux), un ascenseur a été prévu pour faciliter la circulation verticale entre niveaux

La dalle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle (U×V) surface d'impacte au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens au milieu du panneau. Vu que la charge localisée se répartie sur presque la totalité du panneau on considère une charge uniformément répartie.

- La surface de la cabine est ( $2.00 \times 1.92 = 3.9 \text{ m}^2$ )
- en plus de sont poids propre, la dalle est soumise a une charge localisée au centre du panneau son poids est estimé à 9 tonnes ( $P= 90 \text{ KN}$ ) répartie sur une surface de  $(80 \times 80) \text{ cm}^2$  transmis par le système de levage de l'ascenseur.
- La surcharge d'exploitation Q est prise égale à  $1 \text{ KN/ml}$

:

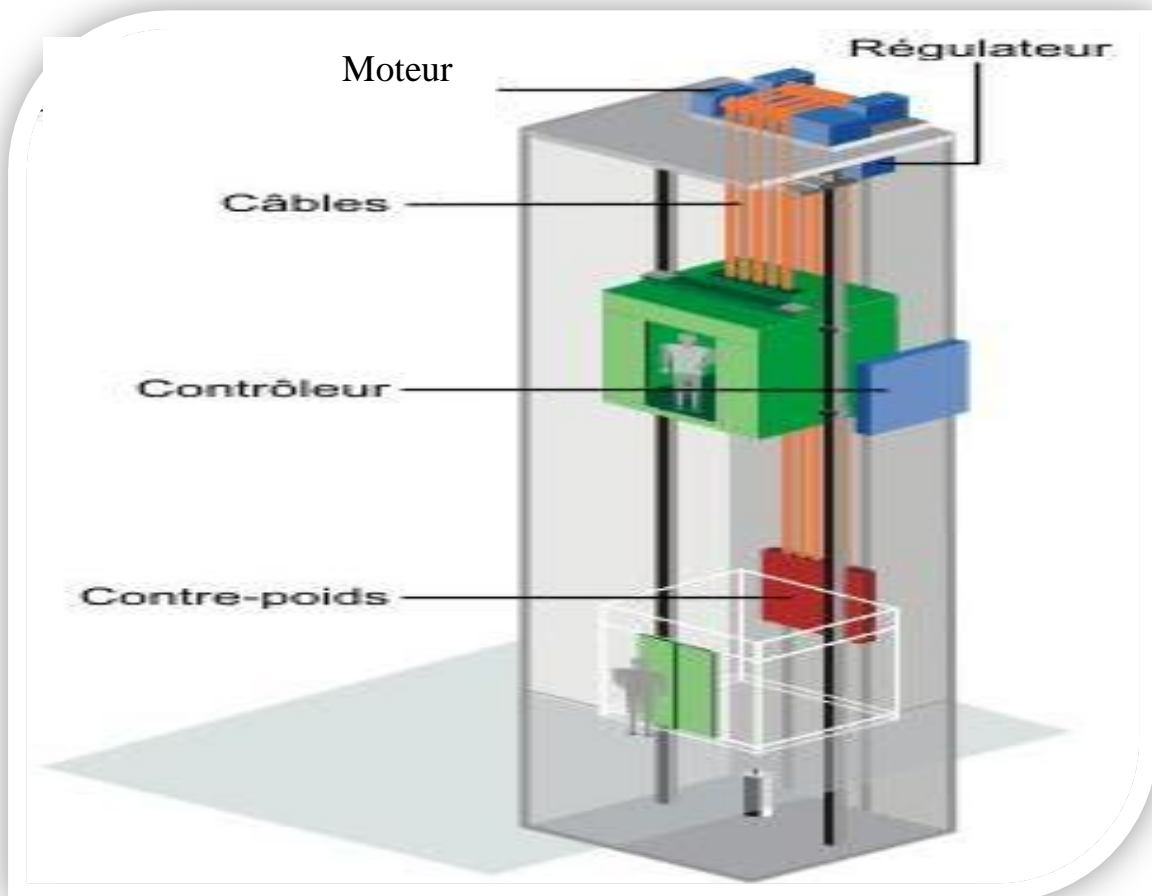


Figure 3-3-1 : Salle machine

**II. Dimensionnement :**

❖ **Épaisseur de la dalle :**

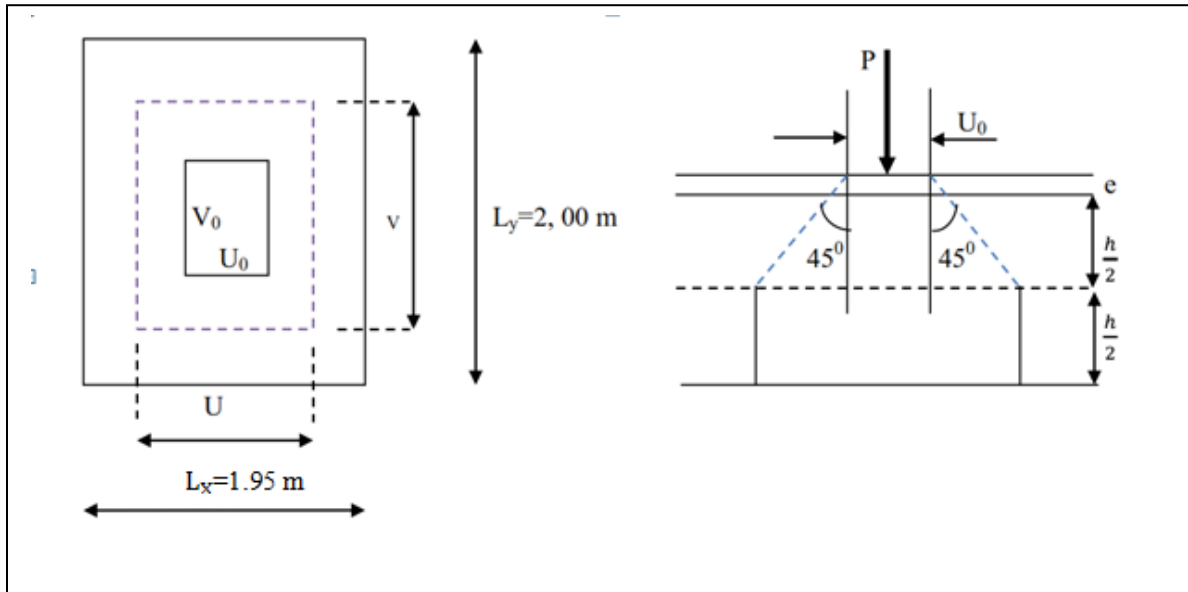
L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30} = \frac{200}{30} = 6.67 \text{ cm}$$

Le RPA 2003 exige une hauteur  $h_t^{\min} = 12\text{cm}$

On adopte une hauteur

**$h_t = 15 \text{ cm.}$**



**Figure3- 3-2 : Schéma statique de la salle machine.**

Les cotés  $U_0$  et  $V_0$  sont supposés parallèles respectivement à  $L_x$  et  $L_y$

$(U_0 \times V_0)$  : Surface de contact.

$(U \times V)$  : Surface d'impact au niveau du feuillet moyen

On a :

- $U = U_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0$
- $V = V_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0$

Avec:

- $h_0 = 15 \text{ cm}$  épaisseur de la dalle
- $U_0 = 80 \text{ cm}$
- $V_0 = 80 \text{ cm}$
- $\xi$  : dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton  $\xi = 1$
- $e$  : revêtement de la dalle ( $e = 5 \text{ cm}$ )

D'où :  $U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$

$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$

**III. Détermination des sollicitations :**❖ **A L'ELU :**

Poids propre de la dalle  $G = 0.15 \times 25 \times 1 = 3.75 \text{ KN/ml}$

La surcharge d'exploitation  $Q$  est prise égale à  $1 \text{ KN/ml}$

$$\left[ \begin{array}{l} P_u = 1,35 P = 1,35 \times 90 = 121.5 \text{ KN (charge concentrée du système de levage)} \\ q_u = 1,35G + 1,5 Q = 1,35 \times 3.75 + 1,5 \times 1 = 6.56 \text{ KN/ml (charge uniformément répartie)} \end{array} \right.$$

❖ **A L'ELS :**

$$\left[ \begin{array}{l} P_s = P = 90 \text{ KN/ml} \\ q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

**IV. Calcul à l'état limite ultime (ELU) :****a. Évaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  dus au système du levage:**

Ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_{x1} = P (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = P (\nu M_1 + M_2)$$

Avec :

- $\nu$  : coefficient de Poisson ( $\nu=0$  à L'ELU et  $\nu=0.2$  à L'ELS)
- $p$  : Intensité de la charge centrée
- $M_1$  et  $M_2$  coefficients à déterminer à partir des abaques de PIGEAUD, en fonction des rapports :  $\varphi_x = \frac{l_x}{l_y}$  ;  $\frac{U}{l_x}$  ;  $\frac{V}{l_y}$

$$\varphi_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{195}{200} = 0.97$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{105}{210} = 0.54$$

$$\frac{V}{l_y} = \frac{105}{240} = 0.53$$

À partir des abaques de PIGEAUD

et après une interpolation triple on aura :

$$M_1 = 0.0628$$

$$M_2 = 0.0819$$

$$M_{x1} = P_u (M_1 + \nu M_2) = P_u M_1 = 121.5 \times 0.0628 = 7.63 \text{ KN.m}$$

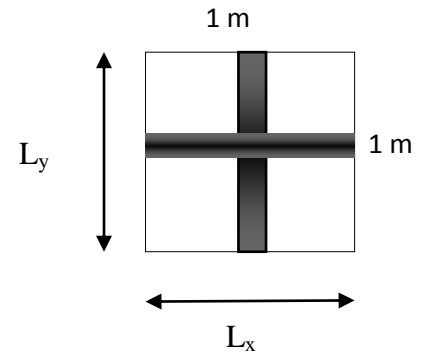
$$M_{y1} = P_u (\nu M_1 + M_2) = P_u M_2 = 121.5 \times 0.0819 = 9.95 \text{ KN.m}$$

**b. Évaluation des moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.97$$

$$0.4 \leq \rho \leq 1$$

} Panneau rectangulaire isolé portant dans les deux sens  
 } Donc on considère au milieu de chaque portée une bande de 1 m de largeur



Le calcul se fera par application de la méthode exposée dans l'annexe E3 du BAEL 91 modifié 99

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 \quad \text{Le moment fléchissant dans le sens de } L_x$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \quad \text{Le moment fléchissant dans le sens de } L_y$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$ : coefficients donnés en fonction de  $\rho$  et  $\vartheta$

$$\vartheta = 0 \text{ (à l'ELU)}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.97$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu_x = 0.0393 \\ \mu_y = 0.934 \end{array} \right\}$$

On aura donc :

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0393 \times 6.56 \times 1.95^2 = 0.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0.934 \times 0.98 = 0.92 \text{ KN.m}$$

**c. Superposition des moments:**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.63 + 0.98 = 8.61 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.95 + 0.92 = 10.87 \text{ KN.m}$$

**d. Correction des moments :**

Le panneau de dalle est considéré continu au delà de ses appuis

**Moment en travée :**

$$0.85 M_x = 0.85 \times 8.61 = 7.319 \text{ KN.m}$$

$$0.85 M_y = 0.85 \times 10.87 = 9.240 \text{ KN.m}$$

**Moment aux appuis :**

$$0.3 M_x = 0.3 \times 8.61 = 2.583 \text{ KN.m}$$

$$0.3 M_y = 0.3 \times 10.87 = 3.261 \text{ KN.m}$$

**e. Ferrailage de la dalle :**

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

Avec :  $d = h_t - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$  ;  $f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \approx 348 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$\beta$  (du tableau des sections rectangulaires en flexion simple)

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

| Zone       | Sens | $M_u$ (KN.m) | $\mu$ |     | $\beta$ | $A_{st}$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_{Adopté}$ (cm <sup>2</sup> ) | Ferrailage   | $S_t$ (cm <sup>2</sup> ) |
|------------|------|--------------|-------|-----|---------|-----------------------------|---------------------------------|--------------|--------------------------|
| Aux appuis | X-X  | 2.583        | 0.011 | SSA | 0.994   | 0.57                        | 3.14                            | <b>4HA10</b> | 25                       |
|            | Y-Y  | 3.261        | 0.014 | SSA | 0.993   | 0.73                        | 3.14                            | <b>4HA10</b> | 25                       |
| En travée  | X-X  | 7.319        | 0.030 | SSA | 0.985   | 1.64                        | 3.14                            | <b>4HA10</b> | 25                       |
|            | Y-Y  | 9.24         | 0.038 | SSA | 0.981   | 2.08                        | 3.14                            | <b>4HA10</b> | 25                       |

**V. Vérification à l'ELU :**

**a) Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :**

Les armatures tendues d'une section transversale soumise a la flexion doit toujours présenter une section minimale correspondant au taux suivant

**➔ Armature parallèle aux petit cotes  $l_x$  :**

$$A_x^{min} = \frac{(3 - \varphi)}{2} \times w_0 \times b \times h = \frac{3 - 0.97}{2} \times 0.8 \times 10^{-3} \times 100 \times 15 = 1.22 \text{ cm}^2$$

- $W_0$  : pourcentage d'acier minimal égale à :
  - **0.8°/∞** : pour les hautes adhérences FeE400
  - **0.6°/∞** : pour les hautes adhérences FeE500
- $\varphi_x = \frac{L_x}{L_y}$
- $b = 100 \text{ cm}$
- $h = 15 \text{ cm}$

Or  $A_{st}^a = 3.14cm^2 > A_x^{min} = 1.26cm^2$  ..... Condition vérifiée.

$A_{st}^t = 3.14cm^2 > A_x^{min} = 1.26cm^2$  ..... Condition vérifiée.

→ **Armature parallèle aux grands coté ly :**

$$A_y^{min} = w_0 \times b \times h = 0.8 \times 10^{-3} \times 100 \times 15 = 1.2cm^2$$

Or  $A_{st}^a = 3.14cm^2 > A_x^{min} = 1.26cm^2$  ..... Condition vérifiée.

$A_{st}^t = 3.14cm^2 > A_x^{min} = 1.26cm^2$  ..... Condition vérifiée.

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

**Armature inferieures  $S_t \leq \min\{2h; 25cm\}$**

$S_t=25cm \leq \min (2h=30cm ; 25cm)$  ..... Condition vérifiée.

**Armature supérieures  $S_t \leq \min\{3h; 33cm\}$**

$S_t = 25cm \leq \min (3h = 45cm ; 33cm)$  ..... Condition vérifiée.

**c) Condition de non poinçonnement (BAEL91-modifié/Art A-5-2-42) :**

On admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite.

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

- $Q_u$  : charge applique à L'ELU :

$$Q_u = 1.35G = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN/ml}$$

- $h_t$  : épaisseur totale de la dalle :  $h_t = 15 \text{ cm}$
- $U_c$  : périmètre sur le quel agit la charge suivant le plan du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420 \text{ cm} = 4.20 \text{ m}$$

- $0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 4.20 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ KN/ml}$

$q_u = 121.5 \text{ KN/ml} \leq 472.5 \text{ KN/ml}$  ..... Condition vérifiée.

**d) Vérification des contraintes tangentielles :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$b=1m=1000mm$  ;  $d=0.9h_t=0.9 \times 15=13.5cm=135mm$  .

➤ Au milieu de  $L_y$  :  $T = \frac{P}{2L_y + L_x} = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{2L_y + L_x} = \frac{6.56 \times 1.95 \times 2.00}{2 \times 2.00 + 1.95} = 4.29 \text{KN}$

➤ Au milieu de  $L_x$  :  $T = \frac{P}{3L_y} = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{3L_y} = \frac{6.56 \times 1.95 \times 2.00}{3 \times 2.00} = 4.26 \text{KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{4.29 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.032 \text{MPa} \leq 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{MPa}$$

$\tau = 0.032 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.16 \text{MPa}$ .....Condition est vérifiée.

**VI. Calcul à l'état limite de service (L'ELS):**

**a) Évaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  dus au système du levage:**

Ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_{x1} = P (M_1 + vM_2)$$

$$M_{y1} = P (vM_1 + M_2)$$

Avec :

- $v$  : coefficient de poisson ( $v=0$  à L'ELU et  $v=0.2$  à L'ELS)
- $p$  : Intensité de la charge centrée
- $M_1$  et  $M_2$  coefficients à déterminer à partir des abaques de PIGEAUD, en fonction des rapports :  $\varphi_x = \frac{l_x}{l_y}$  ;  $\frac{U}{l_x}$  ;  $\frac{V}{l_y}$

$$\left. \begin{aligned} \varphi_x &= \frac{l_x}{l_y} = \frac{195}{200} = 0.9 \\ \frac{U}{l_x} &= \frac{105}{195} = 0.54 \\ \frac{V}{l_y} &= \frac{105}{200} = 0.53 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} &\text{À partir des abaques de PIGEAUD et} \\ &\text{après une interpolation triple on aura :} \\ &M_1 = 0.0628 \\ &M_2 = 0.0819 \end{aligned}$$

$$M_{x1} = P_s (M_1 + v M_2) = 90 (0.0628 + 0.2 \times 0.0819) = 7.126 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_s (vM_1 + M_2) = 90 (0.2 \times 0.0628 + 0.0819) = 8.501 \text{ KN.m}$$

**b) Évaluation des moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle :**

$$\left. \begin{aligned} \rho &= \frac{L_x}{L_y} = \frac{210}{240} = 0.97 \\ 0.4 &\leq \rho \leq 1 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} &\text{Panneau rectangulaire isolé portant dans les} \\ &\text{deux sens} \\ &\text{Donc on considère au milieu de chaque} \\ &\text{portée une bande de 1 m de largeur} \end{aligned}$$

Le calcul se fera par application de la méthode exposée dans l'annexe E3 du BAEL 91 modifié 99

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \quad \text{Le moment fléchissant dans le sens de } L_x$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \quad \text{Le moment fléchissant dans le sens de } L_y$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$ : coefficients donnés en fonction de  $\rho$  et  $\vartheta$

$$\left. \begin{array}{l} \vartheta = 0.2 \text{ (à l'ELS)} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.97 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \mu_x = 0.0467 \\ \mu_y = 0.954 \end{array}$$

On aura donc :

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.0467 \times 4.75 \times 1.95^2 = 0.844 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0.954 \times 0.844 = 0.805 \text{ KN.m}$$

### c) Superposition des moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.126 + 0.844 = 7.97 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.501 + 0.805 = 9.306 \text{ KN.m}$$

### d) Correction des moments :

Ces moments seront minorés, en leur affectant le coefficient (0,85) en travée et (0,3) aux appuis, et ce, afin de tenir compte des semi-encastres de la dalle au niveau des voiles.

#### Moment en travée :

$$0.85 M_x = 0.85 \times 7.97 = 6.77 \text{ KN.m}$$

$$0.85 M_y = 0.85 \times 9.306 = 7.91 \text{ KN.m}$$

#### Moment aux appuis :

$$0.5 M_x = 0.3 \times 7.97 = 2.337 \text{ KN.m}$$

$$0.5 M_y = 0.3 \times 9.306 = 2.792 \text{ KN.m}$$

## VII. Vérification à l'ELS :

### a) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Avec :  $k_1$  et  $\beta_1$  (du tableau des sections rectangulaires en flexion simple)

| Zone       | Sens | $M_s$ (KN.m) | $\rho_1$ | $k_1$ | $\beta_1$ | $\sigma_{st}$ | $\sigma_{bc}$ | Vérfications               |
|------------|------|--------------|----------|-------|-----------|---------------|---------------|----------------------------|
| Aux appuis | X-X  | 2.337        | 0.24     | 48.29 | 0.921     | 62.16         | 1.287         | <b>Condition vérifiée.</b> |
|            | Y-Y  | 2.792        | 0.24     | 48.29 | 0.921     | 74.26         | 1.537         | <b>Condition vérifiée.</b> |
| En travée  | X-X  | 6.77         | 0.24     | 48.29 | 0.921     | 180.07        | 3.729         | <b>Condition vérifiée.</b> |
|            | Y-Y  | 7.91         | 0.24     | 48.29 | 0.921     | 210.39        | 4.356         | <b>Condition vérifiée.</b> |

**b) Diamètre maximal des barres :**

$$\phi_{max} \leq \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15cm$$

$\phi_{max}$  nous avons ferrailé avec des **HA10** ..... **condition vérifiée.**

**Remarque :** les conditions sont vérifiées dans les deux sens

**c) État limite de fissuration :**

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

## 4. ETUDE DE L'ESCALIER

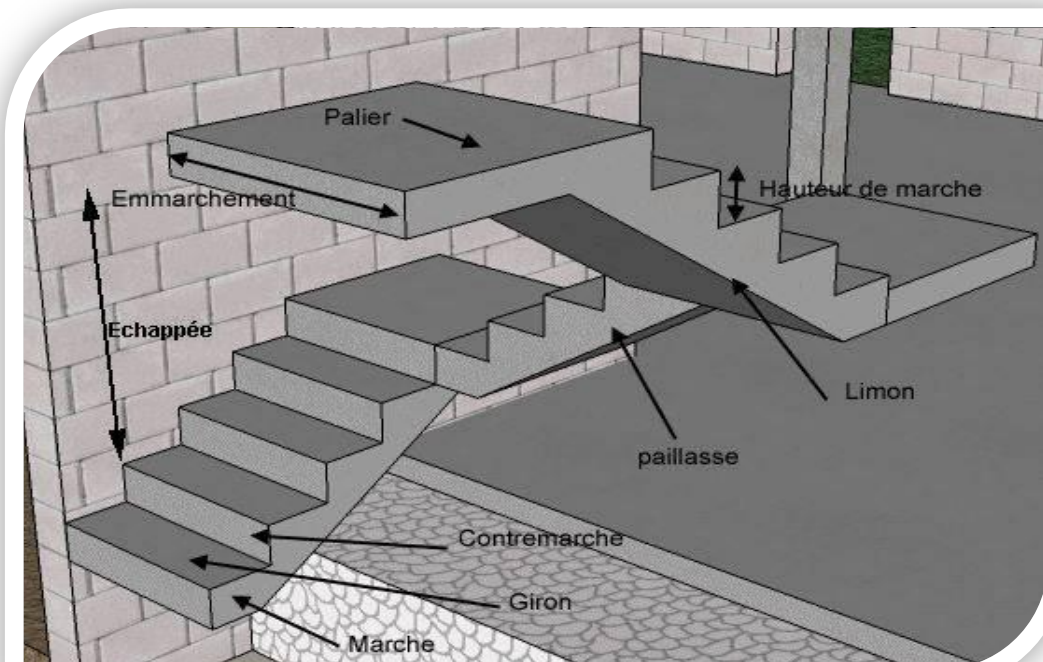
### I. Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches qui permettent de passer d'un niveau à un autre. Notre structure est composée d'une cage d'escaliers desservant la totalité des niveaux du sous-sol jusqu'au dernier niveau. Les escaliers que comporte notre ouvrage sont réalisés en béton armé et coulés sur place. On a deux types d'escalier

- Escaliers étages RDC : comporte trois volées avec deux paliers intermédiaires
- Escaliers étages courants: comporte deux volées avec un palier intermédiaire.

### II. Terminologie :

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure suivante :



**Figure 3-4-1:** Schéma statique de l'escalier

- **Une volée** : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches
- **La ligne de foulée** : C'est le trajet théorique emprunté par l'utilisateur
- **Echappée** : désigne la hauteur libre la plus faible calculée entre le dessus des marches et sous face du plancher supérieur

- **G** : Giron (surface plane de l'escalier sur laquelle le pied se pose pour utiliser l'escalier)
- **h** : contre marche (distance verticale comprise entre deux marches consécutives).
- **e**: épaisseur de la paillasse et du palier.
- **L** : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier.
- **E** : l'embranchement représente la largeur de la marche. Pour l'habitation :  $0.90\text{ m} \leq E \leq 1.20\text{m}$ .
- **H** : Hauteur de l'étage.

**III. Dimensionnement des escaliers a deux paliers intermédiaires :**

On opte pour le calcul d'une seule volée de plus grande portée et on adopte le même ferrailage pour les autres volées.

**1) Pré dimensionnement de la volée :**

Il a été remarqué depuis longtemps que le confort d'utilisation d'un escalier était lié à une relation entre le giron et la hauteur de marches .Le dimensionnement des marche et contre marche se fera par la formule de Nicolas-François Blondel, architecte français :

**«60cm ≤ G+2h ≤ 66cm»**

- contre marche (La hauteur de marche) :  $16.5\text{cm} \leq h \leq 17.5\text{cm}$

On opte pour  $h = 17\text{ cm}$

- Le giron :

$26\text{cm} \leq G \leq 34\text{cm}$

$60\text{cm} \leq G + 2h \leq 64\text{cm} \dots \dots \dots$  formule de Blondel

$h = 17\text{ cm}$

|   |
|---|
| $26\text{cm} \leq G \leq 32\text{cm}$<br>Donc $G=30\text{cm}$ |
|---|

Il est recommandé de ne pas avoir une valeur trop faible .l'expérience montre qu'en dessous d'une largeur de 23 cm l'escalier est inconfortable, notamment en décente.

- Vérification de la loi de BLONDEL :

$60\text{cm} \leq G+2h \leq 64\text{cm}$

$60\text{cm} \leq 30+2 \times 17 \leq 64\text{cm}$

$60\text{cm} < 64 \leq 64\text{cm} \dots \dots \dots$  condition vérifiée

|               | G (cm) | H (cm) | h (cm) | n=H/h |
|---------------|--------|--------|--------|-------|
| Etage courant | 30     | 408    | 17     | 24    |
| RDC           | 30     | 357    | 17     | 21    |
| Entre sol     | 30     | 306    | 17     | 18    |

Avec (n) le nombre de contre marche

## 2) Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

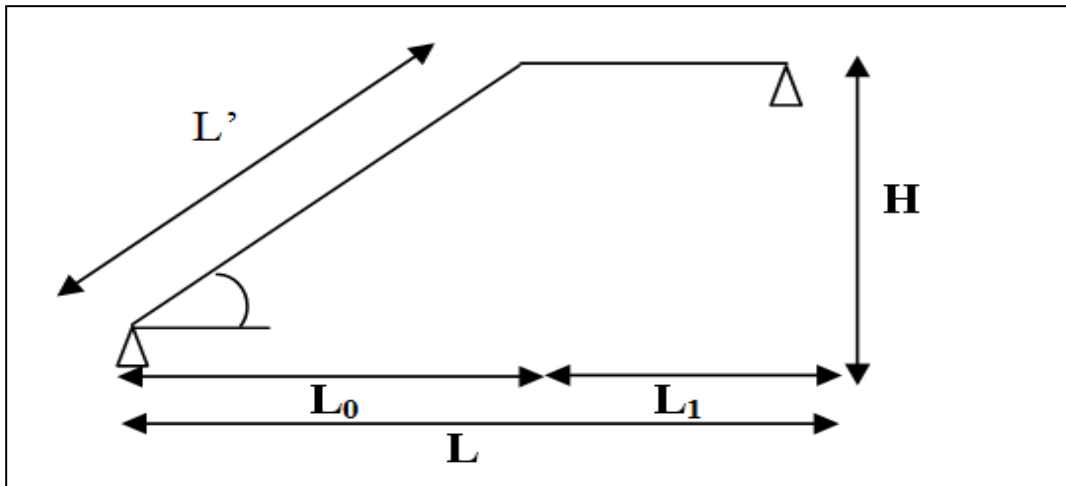


Figure 3-4-2 : Schéma statique de l'escalier

L'épaisseur du palier et de la paillasse ( $e_p$ ) est donnée par la relation suivant

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec :

$L_0$  : longueur du palier et de la paillasse  $L_0 = L_1 + L_2$

- La longueur de la paillasse projetée :

$$L_0 = n' \times g \quad \text{D'où :} \quad L_0 = 8 \times 30 = \mathbf{240 \text{ cm}}$$

- L'angle d'inclinaison  $\alpha$  :

$$\text{tg} \alpha = H/L_0 \quad \text{D'où :} \quad \text{tg} \alpha = 155/240 = \mathbf{0,646}$$

$$\text{Donc :} \quad \alpha = \text{cotg} (0,646) = \mathbf{32,86^\circ}$$

- L'épaisseur de la paillasse :

Elle est calculée suivant la condition :  $L/30 \leq e_p \leq L/20$

Avec :  $L = L' + L_1$  Et :  $L' = L_0 / \text{Cos} \alpha$   $L'$  : La longueur réelle de la paillasse.

$$\Rightarrow L' = 240 / \text{Cos} (32,86) = \mathbf{286 \text{ cm}}$$

$$\text{D'ou :} \quad (286 + 120) / 30 \leq e_p \leq (286 + 120) / 20 \Rightarrow 13,53 \text{ cm} \leq e_p \leq 20,3 \text{ cm}$$

On prend la même épaisseur pour la volée et le palier :  $e_p = \mathbf{15 \text{ cm}}$

**IV. Détermination des charges et des surcharges :**

**1. Charges permanentes :**

➤ **Paillasse :**

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse on pourrait admettre que leur poids est uniformément reparti sur la paillasse. Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de 1 m de longueur

| ELÉMENTS                     | POIDS (KN/m <sup>2</sup> )                 |
|------------------------------|--|
| Poids propre de la paillasse | $\frac{25 \times 0,15}{\cos 32,86} = 4,45$ |
| Poids des marches            | $\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,125$         |
| Poids des revêtements        | 1,77                                       |
| <b>Charge totale.</b>        | <b>G<sub>1</sub> = 8,345</b>               |

➤ **Palier :**

| ELÉMENTS                              | POIDS (KN/m <sup>2</sup> ) |
|---------------------------------------|----------------------------|
| poids propre de la dalle pleine en BA | <b>25×0,15=3,75</b>        |
| Poids de revêtements                  | 1,77                       |
| <b>Charge totale</b>                  | <b>G<sub>2</sub>=5,52</b>  |

**2. Surcharge d'exploitations :**

La surcharge d'exploitation des escaliers est donnée par le DTR BC 22, elle dépend de l'usage

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

**V. Détermination des charges et des surcharges :**

- **Calcul à L'ELU :  $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 \text{ m}$ .**
- Volée :**  $q_{uv} = (1,35 \times 8,345 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 15,02 \text{ KN / ml}$ .
- Palier :**  $q_{up} = (1,35 \times 5,52 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 11,20 \text{ KN / ml}$ .

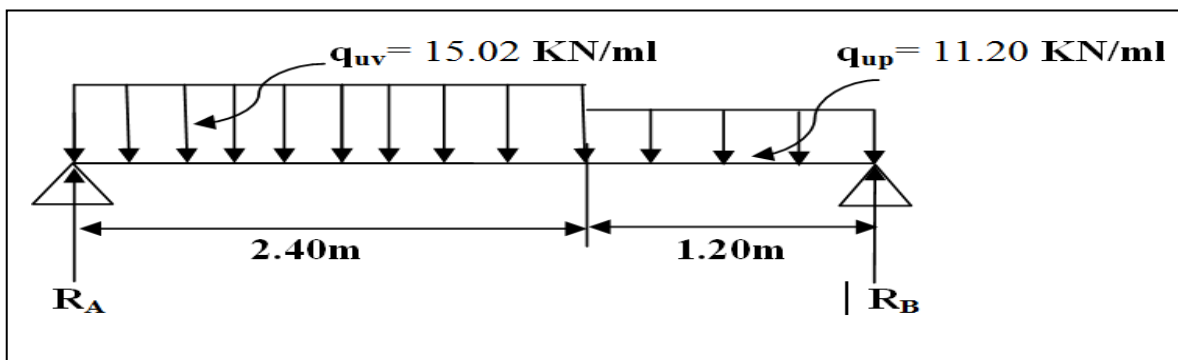
- **Calcul à L'ELS :**  $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$ .  
**Volée :**  $q_{sv} = (8,345 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 10,85 \text{ KN / ml}$ .  
**Palier :**  $q_{sp} = (5,52 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 8,02 \text{ KN / ml}$ .

**VI. Calcul des efforts internes:**

Pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on se référera aux méthodes de calcul de la RDM

En prenant l'ensemble (volée+ palier) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis le calcul se fera pour une bonde de 1 m

**1. Calcul des efforts internes à L'ELU:**



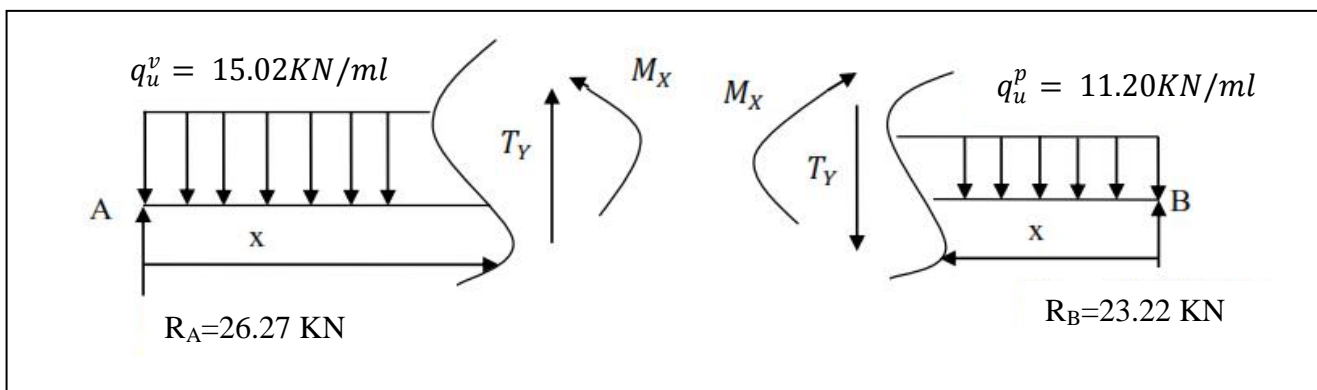
**Figure3-4-3:** Schéma statique des escaliers sous charges  $q_u^p$  et  $q_u^v$

➤ Réaction d'appuis :

$$\begin{cases} \Sigma F = 0 & R_A + R_B = q_u^v \times 2.40 + q_u^p \times 1.20 = 49.49 \text{ KN} \\ \Sigma M_A = 0 & q_u^p \times 2.40 \times \frac{2.40}{2} + q_u^v \times 1.20 \times (\frac{1.20}{2} + 2.40) - R_B(2.40 + 1.20) = 0 \\ & R_B = 25.11 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} R_B = 23.22 \text{ KN} \\ R_A = 26.27 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ calcul des efforts tranchant



✓ **1<sup>er</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$

▪ **Efforts tranchants:**

$$T(x) = R_A - q_{uv} x$$

$$\text{Pour : } X=0 \Rightarrow T(0) = 26.27 \text{ KN}$$

$$X=2.40\text{m} \Rightarrow T(2.40) = -9.78 \text{ KN}$$

✓ **2<sup>ème</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 1,20 \text{ m}$

▪ **Efforts tranchants**

$$T(x) = q_{up} x - R_B$$

$$\text{Pour : } X=0 \text{ m} \Rightarrow T(0) = -23.22 \text{ KN}$$

$$X=1.20\text{m} \Rightarrow T(1.20) = -9.78 \text{ KN}$$

➤ calcul du moment fléchissant :

✓ **1<sup>er</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$

▪ **Moments fléchissant:**

$$M(x) = R_A x - \left(\frac{q_{uv}}{2}\right)x^2$$

$$\text{Pour : } X=0 \text{ m} \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$X=2.40\text{m} \Rightarrow M(2.40) = 19.79 \text{ KN.m.}$$

✓ **2<sup>ème</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 1,20\text{m}$

▪ **Moments fléchissant:**

$$M(x) = R_B x - \left(\frac{q_{up}}{2}\right)x^2$$

$$\text{Pour: } X=0 \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$X=1.20\text{m} \Rightarrow M(1.20) = 19.79 \text{ KN.m}$$

On remarque que  $T(x)$  passe d'une valeur positive à une valeur négative, et quand  $T(x) = 0$  la valeur de  $M$  est maximum.

$$T(x) = R_A - q_{uv} x = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{uv}} = \frac{26.27}{15.02} = 1.75\text{m}$$

$$M_{\max} = M(1.75) = 22.97 \text{ KN. m}$$

**Remarque:**

Pour tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{U_{\max}}$  aux appuis et en travée.

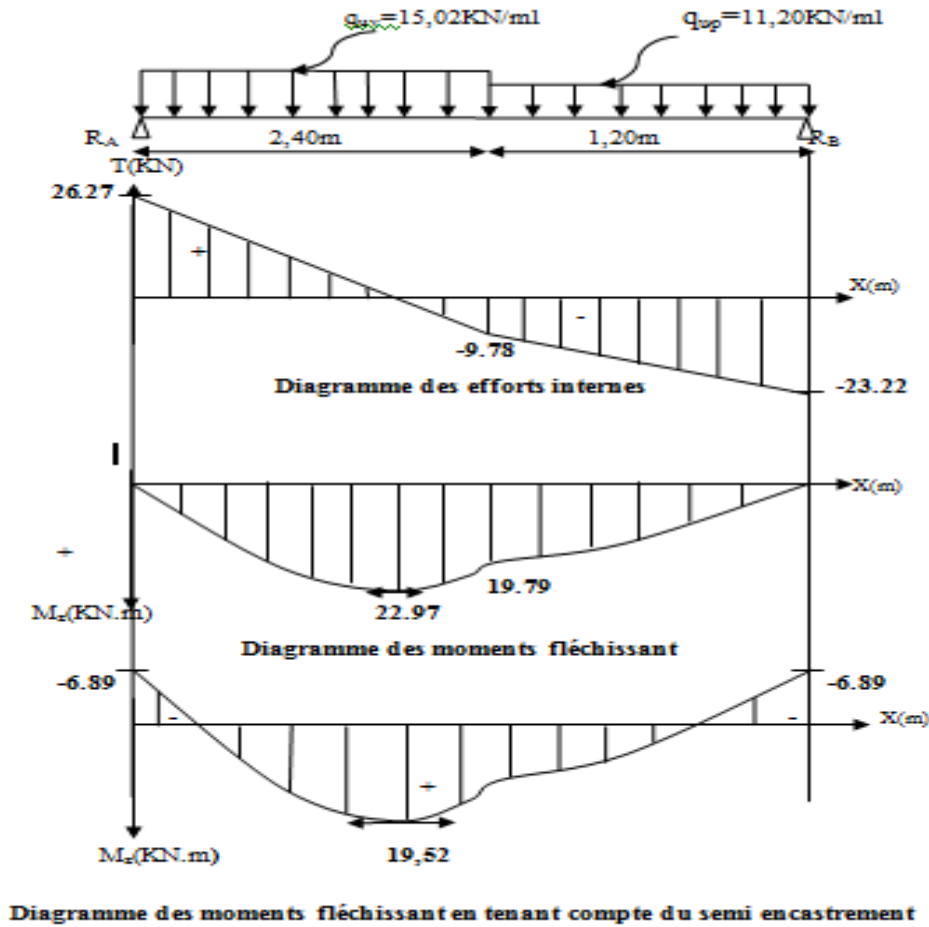
• **Moments aux appuis:**

$$M_{U_{\text{appuis}}} = (-0.3)M_{U_{\max}} = -0.3 (22.97) = -6.89 \text{ KN.}$$

• **Moment en travée:**

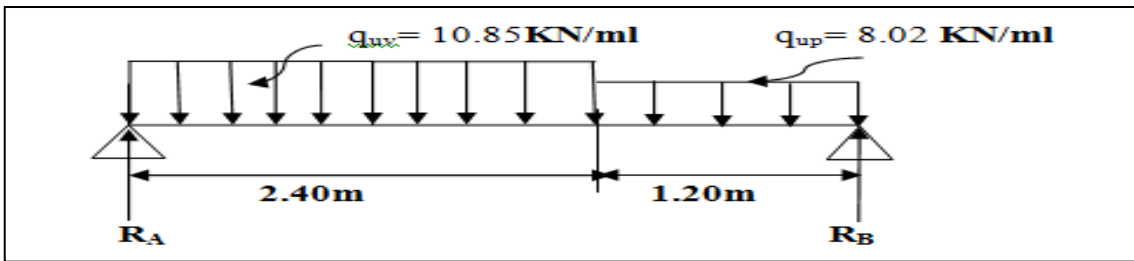
$$M_{U_{\text{travée}}} = (0.85)M_{U_{\max}} = 0.85 (22.97) = 19.52 \text{ KN.m}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :



**Figure 3-4-4 :** Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à L'ELU

**3. Calcul des efforts internes à L'ELS :**



**Figure 3-4-5 :** Schéma statique des escaliers sous charges  $q_s^p$  et  $q_s^v$

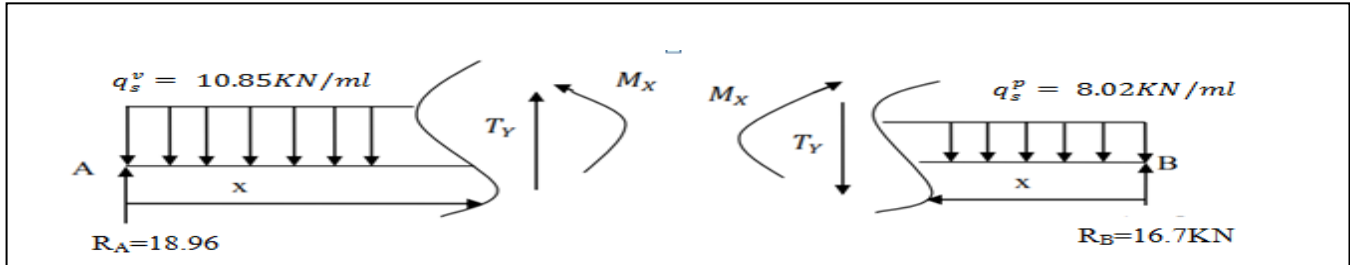
➤ Réaction d'appuis :

$$\begin{cases} \Sigma F = 0 & R_A + R_B = q_s^v \times 2.40 + q_s^p \times 1.20 = 38.42 \text{ KN} \\ \Sigma M_A = 0 & q_s^p \times 2.40 \times \frac{2.40}{2} + q_s^v \times 1.20 \times \left(\frac{1.20}{2} + 2.74\right) - R_B(2.40 + 1.20) = 0 \end{cases}$$

$R_B = 16.7 \text{ KN}$

$$\begin{cases} R_B = 16.7 \text{ KN} \\ R_A = 18.96 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ calcul des efforts tranchant :



✓ 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$

▪ Efforts tranchants:

$$T(x) = R_A - q_{sv} x$$

Pour :  $X=0 \Rightarrow T(0) = 18.96 \text{ KN}$

$X=2.40\text{m} \Rightarrow T(2.40) = -7.08\text{KN}$

✓ 2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,20\text{m}$

▪ Efforts tranchants :

$$T(x) = q_{sp} x - R_B$$

Pour :  $X=0 \Rightarrow T(0) = -16.7 \text{ KN}$

$X=1.20\text{m} \Rightarrow T(1.20) = -7.08\text{KN}$

➤ calcul du moment fléchissant :

✓ 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$

▪ Moments fléchissant:

$$M(x) = R_A x - \left(\frac{q_{sv}}{2}\right)x^2$$

Pour :  $X=0 \Rightarrow M(0) = 0\text{KN.m}$

$X=2.40\text{m} \Rightarrow M(2.40) = 14.26 \text{ KN.m.}$

✓ 2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,20\text{m}$

▪ Efforts tranchants :

$$T(x) = q_{sp} x - R_B$$

Pour :  $X=0 \Rightarrow T(0) = -16.7 \text{ KN}$

$X=1.20\text{m} \Rightarrow T(1.20) = -7.08\text{KN}$

On remarque que  $T(x)$  passe d'une valeur positive à une valeur négative, et quand  $T(x) = 0$  la valeur de  $M$  est maximum.

$$T(x) = R_A - q_{sv} x = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{sv}} = \frac{18.96}{10.85} = 1.75 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1.75) = 16.56 \text{ KN.m}$$

**Remarque:**

Pour tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{U\max}$  aux appuis et en travée.

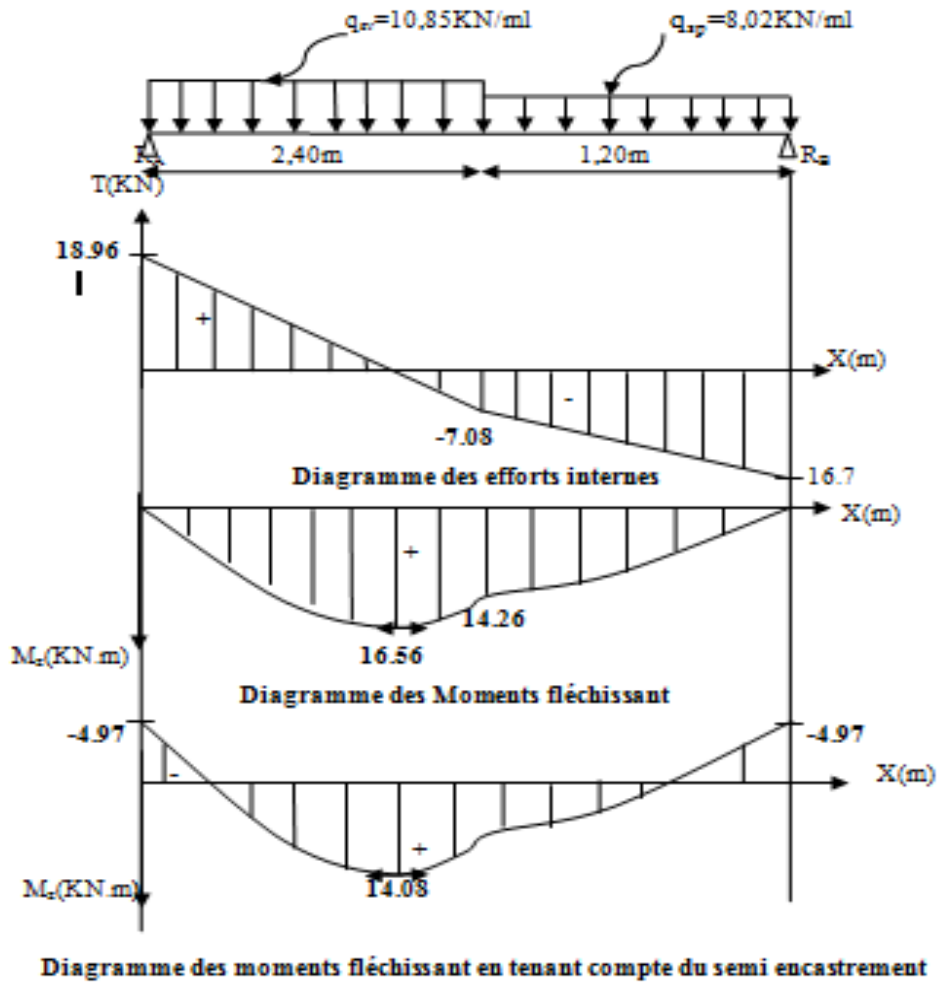
• Moments aux appuis:

$$M_{U\text{appuis}} = (-0.3)M_{U\max} = -0.3(16.56) = -4.97 \text{ KN.}$$

• Moment en travée:

$$M_{U\text{travée}} = (0.85)M_{U\max} = 0.85(16.56) = 14.08 \text{ KN.}$$

Les résultants ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :



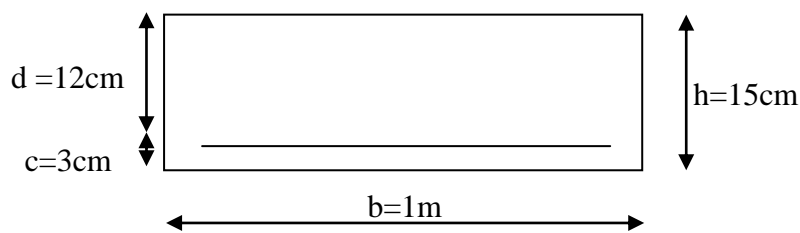
**Figure 3-4-6 :** Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à L'ELS

**Remarque :**

Le moment le plus défavorable est le moment calculé à l'ELU donc le ferrailage se fera à l'ELU

**VII. Calcul des armatures:**

Le calcul se fera en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment .Le calcul se fera pour une bande de 1m



**Figure 3-4-7 :** Schéma statique de ferraillage

➤ **Sur appuis :**  $M_u^{ap} = 6.89 \text{ KN.m}$

a) **Armatures principales :**

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

$$\mu = \frac{M_{uapp}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6.89 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.034 \implies \mu = 0.034 < \mu_1 = 0.392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu = 0,034 \implies \beta = 0.983$$

$$A_{sa} = \frac{M_{uapp}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6.89 \times 10^3}{0.983 \times 12 \times 348} = 1.68 \text{ cm}^2.$$

**On adopte :**  $A_{sa} = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

b) **Armatures de répartition :**

$$A_{ra} = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{3.93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2.$$

**On adopte :**  $A_{ra} = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$  avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

➤ **En travée :**  $M_u^t = 19.52 \text{ KN.m}$

a) **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_{utr}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{19.52 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.095 \implies \mu = 0,095 < 0,392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu = 0,095 \implies \beta = 0.950$$

$$A_{st} = \frac{M_{utr}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{19.52 \times 10^3}{0.950 \times 12 \times 348} = 4.92 \text{ cm}^2.$$

**On adopte :**  $A_{st} = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$  avec :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

b) **Armatures de répartition :**

$$A_{rt} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,4125 \text{ cm}^2.$$

**On adopte :**  $A_{rt} = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$  avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**VIII. Les vérifications à l'ELU :****1. Répartition des barres:**

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

**a) Armatures principales:**

$$St < \min \{ 3h ; 33 \} \text{ [cm]}$$

$$St < \min \{ 45 ; 33 \} = 33 \text{ [cm]}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ [cm]} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Armatures de répartition:**

$$St < \min \{ 4h ; 45 \} \text{ [cm]}$$

$$St = 25 \text{ cm} < 45 \text{ [cm]} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**2. Condition de non fragilité (Art A-4-2-1, BAEL91) :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

**➤ En travée :****a) Armatures de répartition:**

$$A_{rt} = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \text{ (Condition vérifiée)}$$

**b) Armatures principales:**

$$A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \text{ (Condition vérifiée)}$$

**➤ Sur appuis :****a) Armatures de répartition :**

$$A_{rt} = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \text{ (Condition vérifiée)}$$

**b) Armatures principales:**

$$A_{st} = 3.93 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \text{ (Condition vérifiée)}$$

**3. Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (Art A -5-1-2/BAEL91)**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_s}, 5 \text{ MPa} \right\} \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{26.27 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,219 \text{ MPa}$$

$$T_u^{\max} = 26.27 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ .....**Condition vérifiée.**

**4. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL 91/Art A.6.1, 3)**

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum u_i} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$ , avec:  $\Psi_s = 1,5$  pour les hautes adhérences

➤ **En travée :**

$T_u^{\max} = 28.21 \text{ KN}$

$\sum u_i$ : somme des périmètres utiles des armatures  $\sum u_i = n \times \pi \times \varnothing = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$

$$\tau_{se} = \frac{26.27 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 188.4} = 1.29 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1,29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$  ..... **Condition vérifiée.**

➤ **Sur appuis :**

$T_u^{\max} = 28.21 \text{ KN}$

$\sum u_i$ : somme des périmètres utiles des armatures  $\sum u_i = n \times \pi \times \varnothing = 5 \times 3.14 \times 10 = 157 \text{ mm}$

$$\tau_{se} = \frac{26.27 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 157} = 1.55 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1,55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$  ..... **Condition vérifiée.**

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

**5. Influence de l'effort tranchant sur les appuis :**

➔ **Influence sur le béton [Art A.5.1.313/BAEL 91]**

On doit vérifier que :  $T_{\max} \leq 0,4 \times a \times b \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  avec :  $a = 0,9$   $d = 0,9 \times 12 = 10.8 \text{ cm}$

$$T_{\max} = 26.27 \text{ KN} < 0,4 \times 10.8 \times 100 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1,5} = 720 \text{ KN}$$

$T_{\max} = 28.21 \text{ KN} \leq 720 \text{ KN}$ ..... **Condition vérifiée.**

➔ **Influence sur l'Acier [Art 5.1.313/BAEL 91] :**

On doit vérifier que :  $A_{sa} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (T^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d})$

$$A_{sa} \geq (Tu + \frac{M_{app}}{0.9d}) \frac{1.5}{f_e} \Rightarrow 2.51 \geq (26.27 + \frac{-6.89}{0.9 \times 1.2}) \frac{1.5}{400} = 0.074 \text{ cm}^2$$

$A_{sa} = 2,51 \text{ cm}^2 > 0.074 \text{ cm}^2$  ..... **Condition vérifiée.**

### 6. Encrage des barres :(BAEL91/Art A.6.1.23) :

➔ **Ancrage des barres aux appuis :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}}$$

**Avec :**  $\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$  ;  $\Psi_s = 1,5$

Armatures principales :  $A_{sa} = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets et imposée par le BAEL lorsque on utilise des aciers de nuance FeE400 à  **$L_a = 0,4 L_s$**

$$L_a = 0,4 L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,11 \text{ cm.}$$

➔ **Ancrage des barres en travée :**

Armatures principales :  $A_{st} = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

$$L_a = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,32 = 16,93 \text{ cm}$$

## IX. Vérification à L'ELS :

### 1. Vérification des contraintes dans le béton : (A.4.5.2 BAEL 91)

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s^{\max}}{\beta_1 d A_{st}} \quad \text{et} \quad \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{bd}$$

➔ **Sur appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 12} = 0,327 \implies \beta_1 = 0,910 \implies K_1 = 40.56$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{\max}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{14.08 \times 10^6}{0.929 \times 120 \times 2.51 \times 10^2} = 503.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{503.19}{55.92} = 12.40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 12.40 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➔ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0.471 \implies \beta_1 = 0.896 \implies K_1 = 33.08$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{\max}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{14.08 \times 10^6}{0.896 \times 120 \times 5.65 \times 10^2} = 231.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{231.77}{33.08} = 7.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.01 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

## 2. Vérification de la flèche : (B.6.5.2 BAEL 91)

Selon les règles du BAEL 91 le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions si après ne sont pas vérifiées.

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{A}{bxd} < \frac{4,2}{f_e}$$

**Avec :** **h** : Hauteur de la poutre.

**L** : Longueur libre de la plus grande travée.

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

**A** : Section d'armature en travée.

$M_t$  : Moment max en travée.

$M_0$  : Moment max isostatique.

• **Vérification :**

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{330} = 0,042 \leq \frac{1}{16} = 0,062 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{5.65}{100 \times 12} = 0.0047 \leq \left( \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} \right) = 0.009 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{3.6} = 4.17 \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{14.08}{10 \times 16.56} = 0.085 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

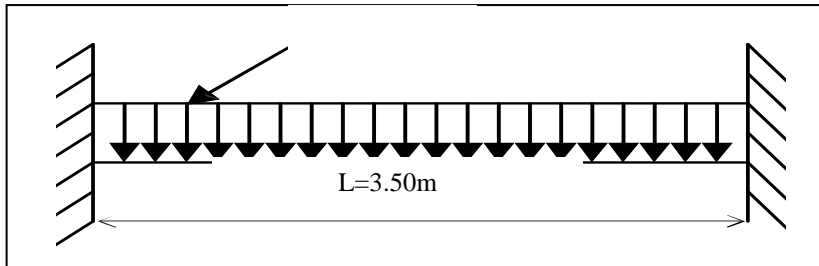
**Conclusion :**

Les armatures choisies à l'ELU sont suffisant.

**5. ETUDE DE LA POUTRE PALIÈRE**

**I. Introduction :**

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie et la réaction de la paillasse. Elle est semi encastrée à ces extrémités dans les poteaux, sa portée max est de 3.50m (entre nu d'appuis)



**Figure 3-5-1 : Schéma statique de la poutre palière.**

**II. Pré dimensionnement :**

**1) 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 :

- $L_{max}=3.50$  m : longueur libre de la poutre entre nœuds d'appuis.
- $h_t$  : hauteur de la poutre.

$$\frac{350}{15} \leq h_t \leq \frac{350}{10} \implies 23.33cm \leq h_t \leq 35cm$$

On opte pour  $h_t = 30$  cm

**2) Largeur :**

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{D'ou : } 12cm \leq b \leq 21cm$$

On prend  $b = 20$  cm

Compte tenu des exigences du **RPA (Art 7.5.1)**

|                            |  |   |                    |
|----------------------------|--|---|--------------------|
| $b \geq 20cm$ .....        | $b = 25cm \geq 20cm$                       | } | Condition vérifiée |
| $h_t \geq 30cm$ .....      | $h_t = 30cm \geq 30cm$                     |   |                    |
| $\frac{h}{b} \leq 4$ ..... | $\frac{h}{b} = \frac{30}{20} = 1.4 \leq 4$ |   |                    |

Donc la poutre palière à pour dimensions :  $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

### III. Détermination des charges :

Poids propre de la poutre :  $G = 25 \times 0,20 \times 0,30 = 1.5 \text{ KN/ml}$

Poids propre de mur :  $G_{\text{mur}} = 2.36 \times 1.53 = 3.61 \text{ KN/ml}$

Effort tranchant à l'appui :

$$\text{ELU} : T_u = 23.22 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : T_s = 16.7 \text{ KN}$$

➤ **Combinaison de charges :**

$$\text{a) L'ELU} : q_u = G + \frac{2T_u}{L} = 1.35(1.5 + 3.61) + \frac{(2 \times 23.22)}{3.5} = 20.17 \text{ KN/ml}$$

$$\text{b) L'ELS} : q_s = G + \frac{2T_s}{L} = (1.5 + 3.61) + \frac{(2 \times 16.7)}{3.5} = 14.65 \text{ KN/ml}$$

### IV. Calcul des efforts ;

1) à l'ELU :

a) **Moment isostatique :**

$$M_{0u} = \frac{q_u}{8} \times l^2 = \frac{20.17}{8} \times 3.50^2 = 30.89 \text{ KN.m}$$

b) **Effort tranchant :**

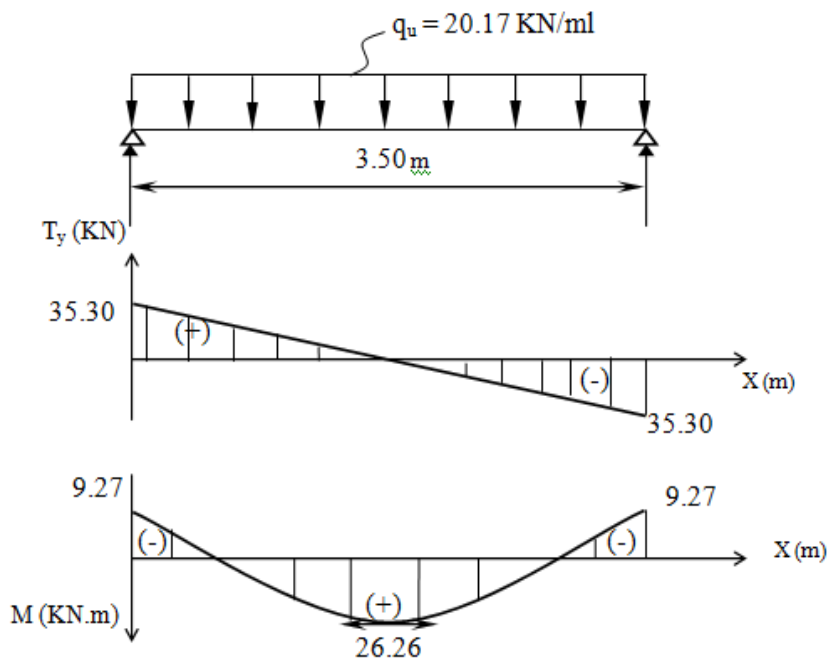
$$T_u = T_u^{\text{max}} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{20.17 \times 3.5}{2} = 35.30 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

**Aux appuis :**  $M_a = -0,3 \times M_u^{\text{max}} = -0,3 \times 30.89 = -9.27 \text{ KN.m}$

**En travée :**  $M_t = 0,85 \times M_u^{\text{max}} = 0,85 \times 30.89 = 26.26 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :



**Figure 3-5-2 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant.**

2) à l'ELS

$q_s = 14.65 \text{ KN/ml}$

a) Moment isostatique

$$M_{0s} = \frac{q_s}{8} \times l^2 = \frac{14.65}{8} \times 3.50^2 = 22.43 \text{ KN.m}$$

b) Effort tranchant

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{14.65 \times 3.5}{2} = 25.63 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

**Aux appuis :**  $M_a = -0,3 \times M_s^{\max} = -0,3 \times 22.43 = 6.73 \text{ KN.m}$

**En travée :**  $M_t = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 22.43 = 19.07 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

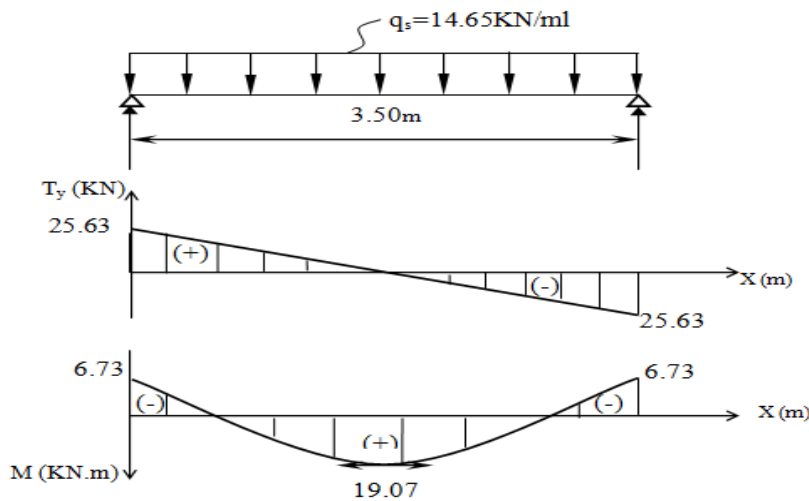


Figure 3-5-3: Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

V. Calcul des armatures :

• En travée

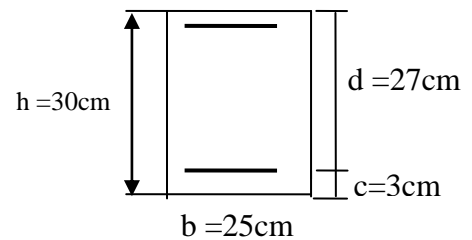
$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{26.26 \times 10^6}{250 \times (270)^2 \times 14.2} = 0.102$$

$\mu_b = 0.102 < \mu_\ell = 0.392 \Rightarrow$  Section simplement armée

$\mu_b = 0,102 \Rightarrow \beta = 0.946$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{26.26 \times 10^4}{0.946 \times 270 \times 348} = 2.95 \text{ cm}^2$$

On opte pour **3HA12** = 3.39 cm<sup>2</sup>



• **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9.27 \times 10^6}{250 \times (270)^2 \times 14.2} = 0.036$$

$$\mu_b = 0,036 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0.036 \Rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{9.27 \times 10^4}{0.982 \times 270 \times 348} = 1.00 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA10** = 2.36 cm<sup>2</sup>

**VI. Vérifications à l'ELU :**

**1. Condition de non fragilité : (BAEL91.Art. A.4.2.1)**

$$A_{\min} = 0.23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 20 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.65 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.65 \text{ cm}^2 \\ A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.65 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**2. Vérification de l'effort tranchant :(BAEL91.Art. A.5.2.2)**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.25 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{35.30 \times 10^3}{200 \times 270} = 0.654 \text{ MPa} \quad \text{avec : } T_u^{\max} = 35.30 \text{ KN.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3.25 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**3. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL91.Art .A.6.1.3)**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 \sum u_i}$$

$\sum u_i$ : somme des périmètres utiles des armatures  $\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.304 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{35.30 \times 10}{0.9 \times 27 \times 11.304} = 1.29 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

**4. Les armatures transversales**

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \varphi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{12; 8.57; 25\} = 8.57\text{mm}$$

On choisit un diamètre :  $\varnothing=10$  mm

**5. Espacement des barres:(RPA99, Art 7.5.2.2)**

**a) En zone nodale**

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\varnothing \right) = \min(7.5; 19.2) = 10\text{m} \quad \text{soit } S_t = 10\text{cm}$$

**b) En zone courante (travée)**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15\text{cm} \quad \text{soit } S_t=15\text{cm}$$

**VII. Vérifications à l'ELS**

**c) État limite de compression du béton :**

On doit vérifier que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$

• **Aux appuis**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2.36}{25 \times 27} = 0.349$$

$$\rho_1 = 0.349 \Rightarrow K_1 = 39.35 \text{ et } \beta_1 = 0.908$$

Donc :

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_a \times d} = \frac{6.73 \times 10^6}{0,908 \times 236 \times 270} = 1176.32\text{MPa} < 348\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{116.32}{39.35} = 2.96\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.96\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **En travée**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 27} = 0.504$$

$$\rho_1 = 0.504 \Rightarrow K_1 = 31.73 \text{ et } \beta_1 = 0.893$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_a \times d} = \frac{19.07 \times 10^6}{0,893 \times 339 \times 270} = 233.31\text{MPa} < 348\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{233.31}{31.73} = 7.35\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.35\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**d) État limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors il est inutile de la vérifier.

**e) Vérification de la flèche (BAEL91/B.6.5.1) :**

Selon les règles du BAEL 91 le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci après ne sont pas vérifiées.

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{3.6}{f_e}, f_e \text{ (MPa)}$

Avec : h : hauteur de la poutre (30cm).

L : portée entre nus d'appuis (L = 3.50 m).

$M_t$  : moment max en travée ( $M_t = 19.07\text{KN.m}$ ).

$M_0$  : moment max de la travée isostatique.

A : section des armatures.

b : largeur de la section.

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{350} = 0.086 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.086 \geq \frac{M_t}{15M_0} = \frac{19.07}{15 \times 22.43} = 0.057 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} = \frac{3.39}{25 \times 27} = 0.00504 \leq \frac{3.6}{f_e} = 0.009 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

## 6. ETUDE DES BALCONS

**I. Introduction :**

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau du plancher. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m de largeur dont la section est soumise à la flexion simple sous les sollicitations suivantes :

- G : charge permanente uniformément répartie due au poids propre de la dalle pleine.
- Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.
- g : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur

L'épaisseur de la dalle pleine est de 15 cm

L=1.40 m largeur du balcon

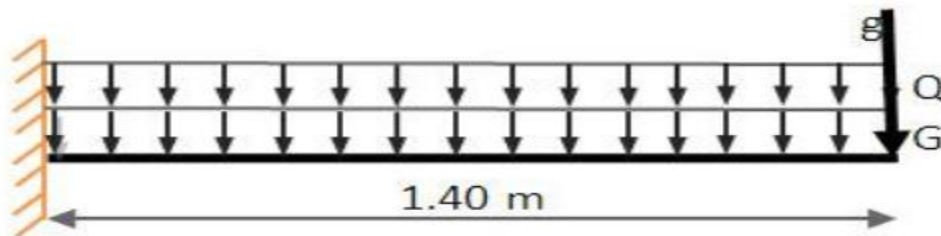


Figure3-6-1: Schéma statique du chargement des balcons.

**II. Détermination des charges est surcharges :****a) Charges permanente :**

Charge permanent :  $G = 5.66 \text{ KN/m}^2$

$G = 5.66 \text{ KN/m}^2$  ..... chapitre 2

Charge concentrée (Poids garde-corps) :

$g = 1.62 \text{ KN/m}^2$  ..... chapitre 2

**b) Surcharge d'exploitation :**

Surcharge du balcon :  $Q = 3.5 \text{ KN/m}$

**III. Combinaison de charges :**

Pour une bande de 1m de largeur

**➤ A L'ELU :  $1,35G + 1,5Q$** 

- dalle :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5.66 + 1,5 \times 3.5) \times 1 = 12.89 \text{ KN/ml}$
- Garde corps :  $g_u = 1,35g = (1,35 \times 1.62) \times 1 = 2.187 \text{ KN}$

➤ **A L'ELS : G+Q**

- dalle :  $q_s = G+Q = (5.66 + 3.5) \times 1 = 9.16 \text{ KN/ml}$
- Garde corps :  $g_s = g = 1.62 \text{ KN}$

#### IV. Calcule des moments :

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement, le moment est égale à :

##### 1. Calcul des moments d'encastrement :

➤ **Moment d'encastrement provoqué par une charge uniformément répartie :**

$$M_{qu} = -\frac{q_u \times l^2}{2} = -\frac{12.89 \times 1.40^2}{2} = -15.69 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment provoqué par la charge concentrée :**

$$M_{gu} = -g_u \times b = -2.187 \times 1.40 = -3.062 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment total :**

$$M_u = M_{qu} + M_{gu} = -15.69 - 3.062 = -18.752 \text{ KNm}$$

Le signe (-) veut dire que les fibres supérieurs sont tendue

##### 2. Calcul des moments d'encastrement :

##### 3. Moment d'encastrement provoqué par une charge uniformément répartie :

$$M_{qs} = -\frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{9.16 \times 1.40^2}{2} = -8.98 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment provoqué par la charge concentrée :**

$$M_{gs} = -g_s \times b = -1.62 \times 1.40 = -2.268 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment total :**

$$M_s = M_{qu} + M_{gs} = -8.98 - 2.268 = 11.24 \text{ KN.m}$$

#### V. Ferrailage :

Le ferrailage se fait pour une bande de (1 m) de longueur et de (15cm) d'épaisseur en flexion simple

Largeur de la section  $b=100\text{cm}$

L'épaisseur de la dalle pleine  $h=15\text{cm}$

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

Hauteur utile  $d=12\text{cm}$

$M_u = 18.752 \text{ KN m}$



**Figure 3-6-2:** Bande d'un mètre de longueur

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \sigma_b = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.12 \text{ MPa}$$

$f_{bu} = \sigma_b$ : contrainte du beton comprimé

$$\mu = \frac{18.752 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14.12} = 0.0922$$

$$\mu = 0.0922 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.0756 \longrightarrow \beta = 0.952 \text{ (Tableau des sections rectangulaires en flexion)}$$

➤ **Armatures principal:**

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{18.752 \times 10^6}{0.952 \times 120 \times 348} = 471.68 \text{ mm}^2 = 4.72 \text{ cm}^2$$

Avec :

- $\sigma_{st}$ : contrainte des aciers tendus
- $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \approx 348 \text{ MPa}$
- $\gamma_s = 1$  *cas accidentel*
- $\gamma_c = 1.15$  *autre cas*

On adoptera **5HA12**=5.65 cm<sup>2</sup> avec un espacement de  $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adoptera **4HA8**=2.01 cm<sup>2</sup> avec un espacement de  $S_t = 25 \text{ cm}$

## VI. Vérifications à l'ELU :

### 1. Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2.1/BAEL 91) :

Il faut vérifier que  $A \geq A_{\min}$

$$\text{Avec : } A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

- $f_c=400$  MPa
  - $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{cj}$
  - $f_{c28} = 25$ MPa
- $$\left. \begin{array}{l} \bullet f_c=400 \text{ MPa} \\ \bullet f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{cj} \\ \bullet f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{array} \right\} f_{t28}=2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2$  .....Condition vérifiée.

$A = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2$  .....Condition vérifiée.

**2. Vérification des espacements des barres (Art A.8.2,42/BAEL91modifié99) :**

- Armatures principales :  $S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$

Nous avons adopté  $S_t=20 \text{ cm}$ .....Condition vérifiée.

- Armatures de répartition :  $S_t \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$

Nous avons adopté  $S_t=25 \text{ cm}$ .....Condition vérifiée.

**3. Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.2.1/BAEL 91) :**

➔ **Contrainte tangentielle conventionnelle ultime  $\tau_u$  :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{20.23 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.169 \text{ MPa}$$

- $T_u$  Effort tranchant a l'ELU :  
 $T_u = q_u \times L + g_u = 12.89 \times 1.40 + 2.187 = 20.23 \text{ KN}$
- $b$ : Largeur minimal de la section ( $b=100 \text{ cm}$ )
- $d$  : Hauteur utile ( $d=12 \text{ cm}$ )

➔ **Contrainte tangentielle admissible  $\bar{\tau}_u$**

|  |   |
|--|---|
| <p>FPP <math>\bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right]</math></p> <p>FTP ou FP <math>\bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right]</math></p> | <ul style="list-style-type: none"> <li>• FPP : Fissuration peu préjudiciable</li> <li>• FTP : Fissuration très préjudiciable</li> <li>• FP : Fissuration préjudiciable</li> <li>• <math>\gamma_b = 1.15</math> situation accidentelle</li> <li>• <math>\gamma_b = 1.5</math> autre cas</li> </ul> |
|--|---|

Pour la fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right] = \min [2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}] = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.169 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$  .....Condition vérifiée.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### 4. Vérification de l'adhérence des barres (Entraînement) (BAEL 99/ Art A.6.1.1.3) :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

##### a) La valeur limite ultime réglementaire de la contrainte d'adhérence :

Cette contrainte tient compte à la fois des caractéristiques de l'acier avec le coefficient de scellement  $\Psi_s$  et celles du béton  $f_{cj}$ , avec sa résistance à la traction  $f_{tj}$  :

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

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

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

##### b) La contrainte d'adhérence d'entraînement :

Cette contrainte va s'opposer à l'effort de traction dans la barre

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{20.23 \times 10}{0.9 \times 12 \times 18.84} = 0.99 \text{ MPa}$$

- $T_u$  : effort tranchant
- $\sum U_i = n \times \varnothing \times \pi = 5 \times 1.2 \times 3.14 = 18.84 \text{ cm}$

$$\sum u_i \text{ Somme des périmètres utiles des barres}$$

- $n$  : nombre de barres

$$\tau_{se} = 0.99 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée .}$$

#### 5. Calcul de la longueur de scellement:

L'ancrage est défini par sa longueur de scellement droit «  $l_s$  »

$$l_s = \frac{\varnothing f_e}{4 \overline{\tau_s}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

$$\bullet \overline{\tau_s} = 0.6 \Psi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$\overline{\tau_s}$ : contrainte d'adhérence

- $\Psi_s = 1.5$  (Acier haute adhérence)
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{cj} = 2.1 \text{ MPa}$

On adopte  $l_s = 45 \text{ cm}$

Le BAEL admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne est assuré lorsque la partie encre mesuré au moins :

$$l_r = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

On adopte des crochets de longueur :  $l_r = 20 \text{ cm}$

### 6. Influence de l'effort tranchant aux appuis sur le béton (BAEL 91 Art 521) :

$$V_u \leq 0.267 \times 0.9d \times b \times f_{c28}$$

$$V_u = 20.23 \text{ kN} \leq 0.267 \times 0.9 \times 12 \times 100 \times 2.5 = 720.9 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée .}$$

## VII. Vérification à l'ELS :

### 1. Vérification des contraintes de compression du béton :

Il faut vérifier que  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0.47 \quad \text{Donc } \beta = 0.896 \text{ et } K_1 = 33.08$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_{st}} = \frac{11.24 \times 10^6}{0.896 \times 120 \times 5.65 \times 10^2} = 185.024 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{185.024}{33.08} = 5.59 \text{ MPa}$$

Donc on a  $\sigma_b = 5.59 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

La section est vérifiée vis à vis de la compression

### 2. Vérification de la flèche: (Art B.6.8.424/BAEL91) :

D'après le BAEL 9, on pourra se dispenser du calcul des déformations si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

Avec :  $h=15 \text{ cm}$  ;  $L=1.40 \text{ m}$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $A_u=5.65 \text{ cm}^2$  ;  $M_0 = M_S = 11.24 \text{ kNm}$  ;

$$M_t = M_U = 18.752 \text{ kNm}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{140} = 0.11 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{140} = 0.11 \geq \frac{M_t}{15M_0} = \frac{18.752}{15 \times 11.24} = 0.099 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{5.65}{12 \times 100} = 0.0047 \leq \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

## I. Introduction:

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement est souvent complexe et demande un calcul très fastidieux, donc le calcul manuel est peu fiable. Pour cela l'utilisation de l'outil informatique est devenu indispensable afin d'avoir des résultats proches des résultats réels dans des délais réduits.

Plusieurs programmes de calcul automatiques sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et ils sont basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures, on dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont ETABS, ROBOT, SAP...etc. Pour notre étude nous avons utilisé ETABS.

## II. Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analysis Building Systems):

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments estovrages 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 statiques
- ➔ La visualisation des déformées, des efforts internes, des modes de vibration .....etc
- ➔ Le transfert de données avec d'autres logiciels

## III. Étapes de modélisation:

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1) Introduction de la géométrie du modèle.
- 2) Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- 3) Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile...etc.).
- 4) affectation des éléments définis au model
- 5) Définition des charges statiques (G, Q).
- 6) Introduction du spectre de réponse (E) selon le *RPA99 /version2003*.
- 7) Définition de la charge sismique E.
- 8) Chargement des éléments.
- 9) Introduction des combinaisons d'actions.

**Étape 01** : Introduction de la géométrie du modèle (unités, grilles, niveaux)

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser

**a) Choix de l'unité :**

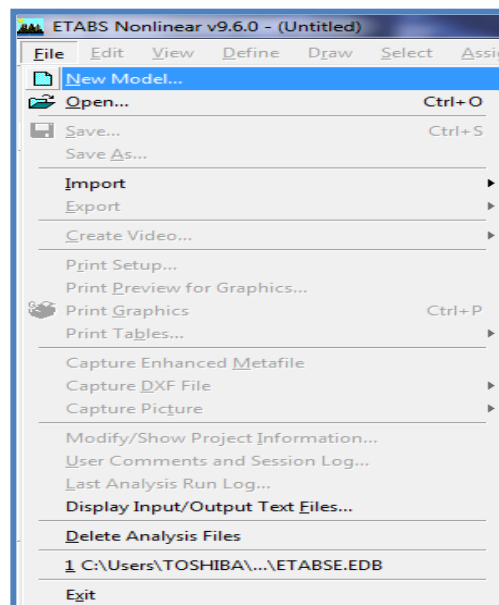
On doit choisir un système d'unités pour la saisie des données dans L'ETABS.

Au bas de l'écran, on sélectionne Ton-m qui sera notre unité de travail

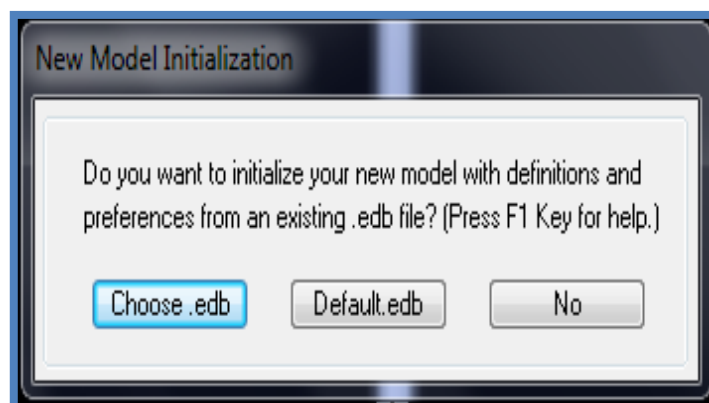


**b) Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **file** puis **New model**

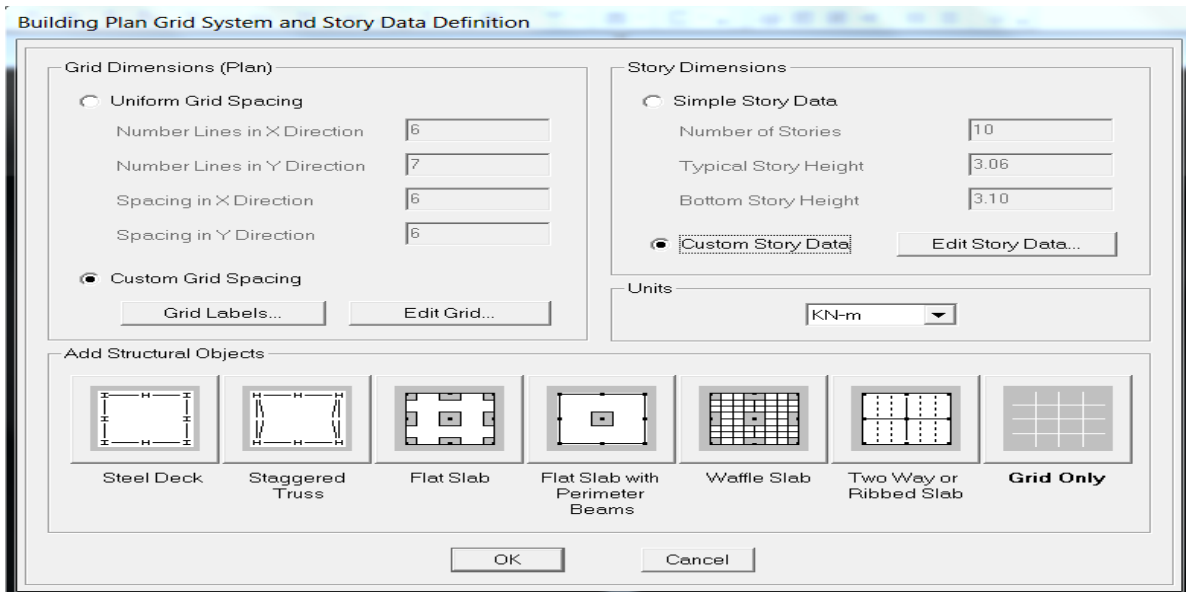


La fenêtre suivant s'ouvre et en clique sur No



La fenêtre qui va s'ouvrir alors permet d'introduire :

- Le nombre de lignes suivant x-x.
- Le nombre de lignes suivant y-y.

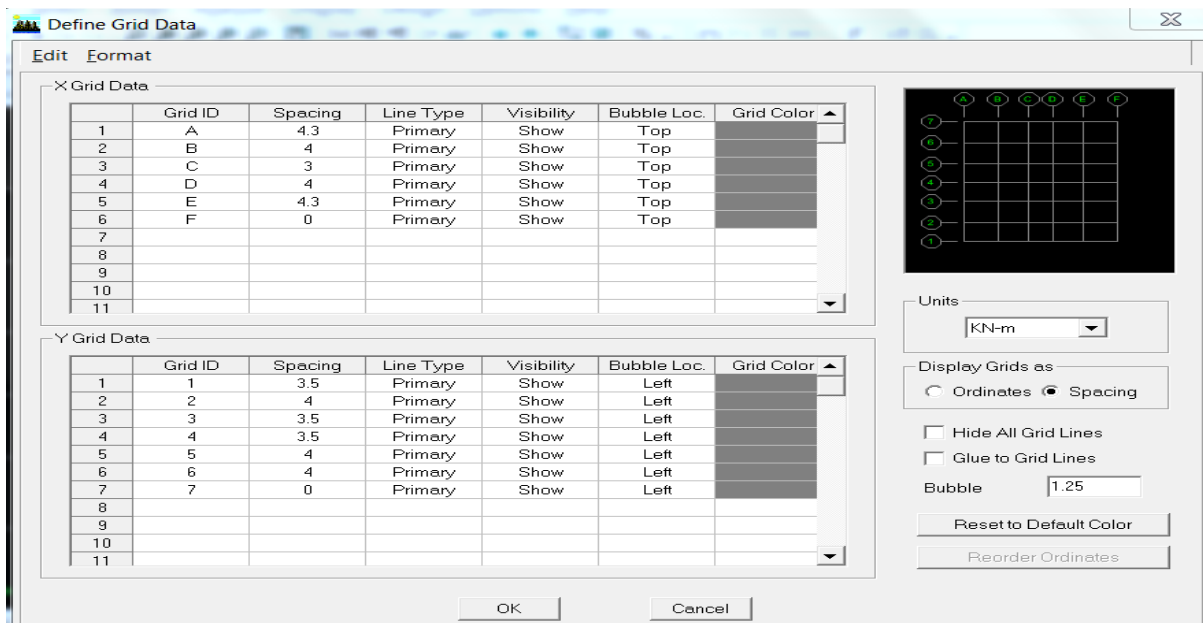


**c) Modification de la géométrie de base :**

On clique sur **Custom Grid Spacing** **Edit Grid Spacing**



On introduit les distances des trames suivant X-X et Y-Y



On introduit le nombre d'étages et les hauteurs des différents étages

On clique sur **Custom Story Data** Edit Story Data →

Story Dimensions

Simple Story Data

Number of Stories

Typical Story Height

Bottom Story Height

Custom Story Data

Story Data

|    | Label     | Height | Elevation | Master Story | Similar To | Splice Point | Splice Height |
|----|-----------|--------|-----------|--------------|------------|--------------|---------------|
| 12 | S.MACH    | 1.87   | 33.34     | Yes          |            | No           | 0.            |
| 11 | STORY7    | 3.06   | 31.47     | No           | STORY8     | No           | 0.            |
| 10 | STORY6    | 3.06   | 28.41     | No           | STORY8     | No           | 0.            |
| 9  | STORY5    | 3.06   | 25.35     | No           | STORY8     | No           | 0.            |
| 8  | STORY4    | 3.06   | 22.29     | No           | STORY8     | No           | 0.            |
| 7  | STORY3    | 3.06   | 19.23     | No           | STORY8     | No           | 0.            |
| 6  | STORY2    | 3.06   | 16.17     | No           | STORY8     | No           | 0.            |
| 5  | STORY1    | 3.06   | 13.11     | No           | STORY8     | No           | 0.            |
| 4  | E SERVICE | 3.06   | 10.05     | No           | STORY8     | No           | 0.            |
| 3  | RDC       | 3.89   | 6.99      | No           | NONE       | No           | 0.            |
| 2  | SSOL      | 3.1    | 3.1       | No           | STORY8     | No           | 0.            |
| 1  | BASE      |        | 0.        |              |            |              |               |

Reset Selected Rows

Height

Master Story

Similar To

Splice Point

Splice Height

Units

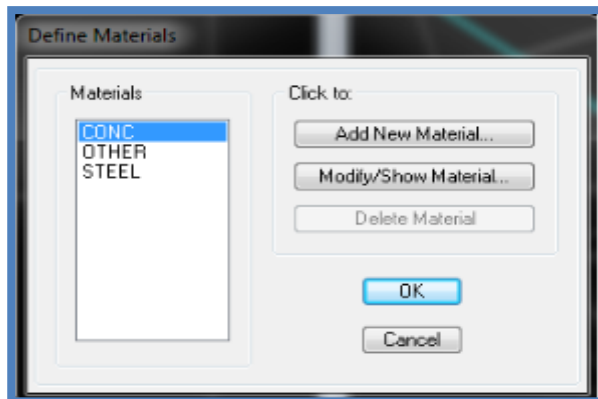
Change Units

Après introductions des données précédentes (hauteur d'étage) comme indiqué sur l'image, on valide et on obtient deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D

**Étape 02 :** Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.

Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques des matériaux

**Define → Materials properties → CONIC → Modify/Show Material**



Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés

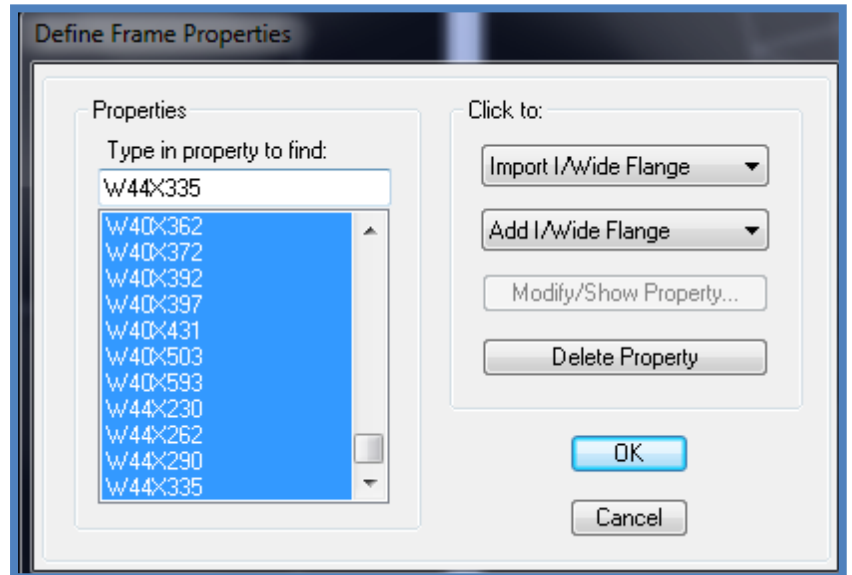
| Material Name  |           | Display Color                                 |            |
|--|-----------|---|------------|
| BETON  |           | Color [Red]                                   |            |
| Type of Material   |           | Type of Design                                |            |
| <input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic |           | Design: Concrete                              |            |
| Analysis Property Data   |           | Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)    |            |
| Mass per unit Volume   | 0.25      | Specified Conc Comp Strength, f'c             | 27579.0316 |
| Weight per unit Volume   | 2.5       | Bending Reinf. Yield Stress, fy               | 413685.47  |
| Modulus of Elasticity  | 3216420.  | Shear Reinf. Yield Stress, fys                | 413685.47  |
| Poisson's Ratio  | 0.        | <input type="checkbox"/> Lightweight Concrete |            |
| Coeff of Thermal Expansion   | 9.900E-06 | Shear Strength Reduc. Factor                  |            |
| Shear Modulus  | 1608210.  |   |            |

**Étape03:**Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile...etc)

On va définir chaque élément de la structure les poutres principales et secondaires, les poteaux, les plancher, les dalles pleins et les voiles

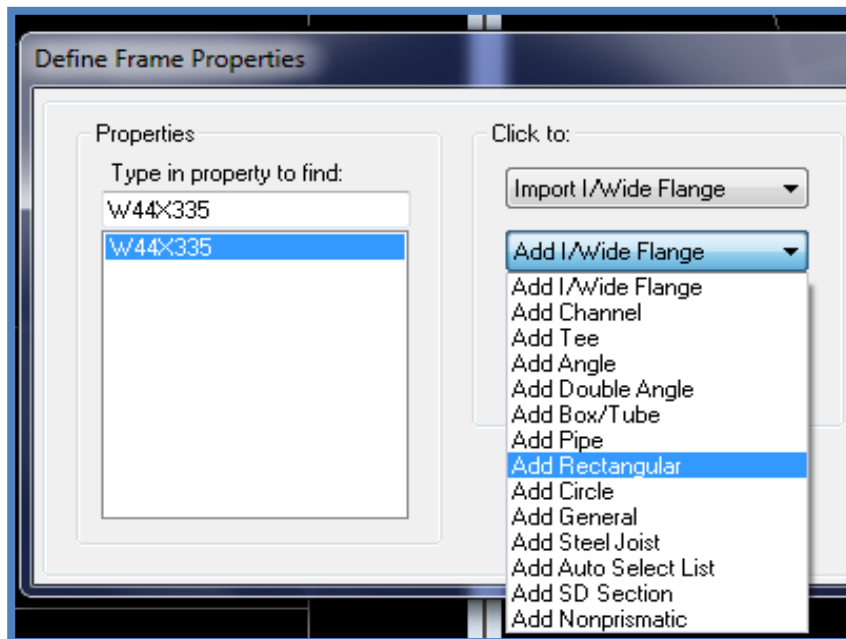
✚ Poutres, poteaux et poutrelle

Defin Frame sections →



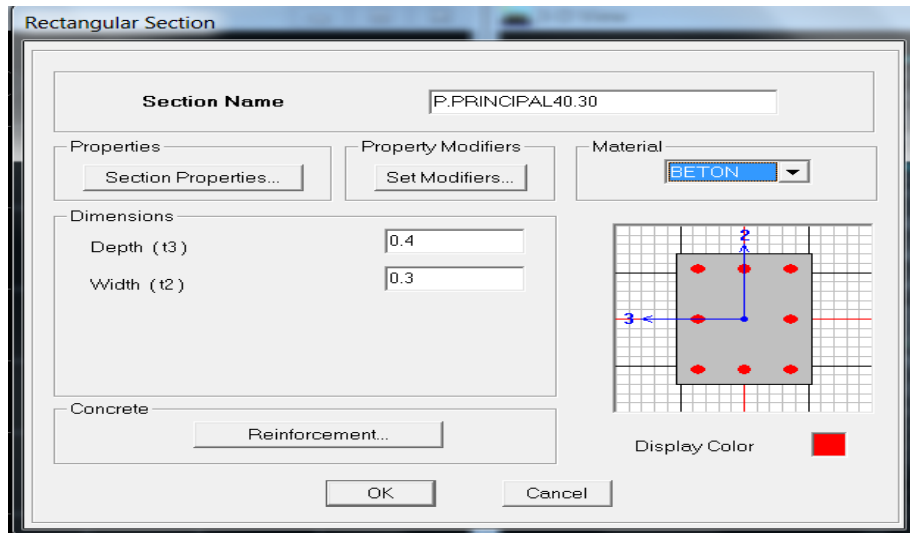
Dans l'icône Properties on sélection tous les coffrages donnés par défaut dans la colonne puis en clique sur **Delete Property**

Pour introduire les coffrages des poutres et des poteaux en clique sur **Add I/Wide Flange** **Add Rectangular**



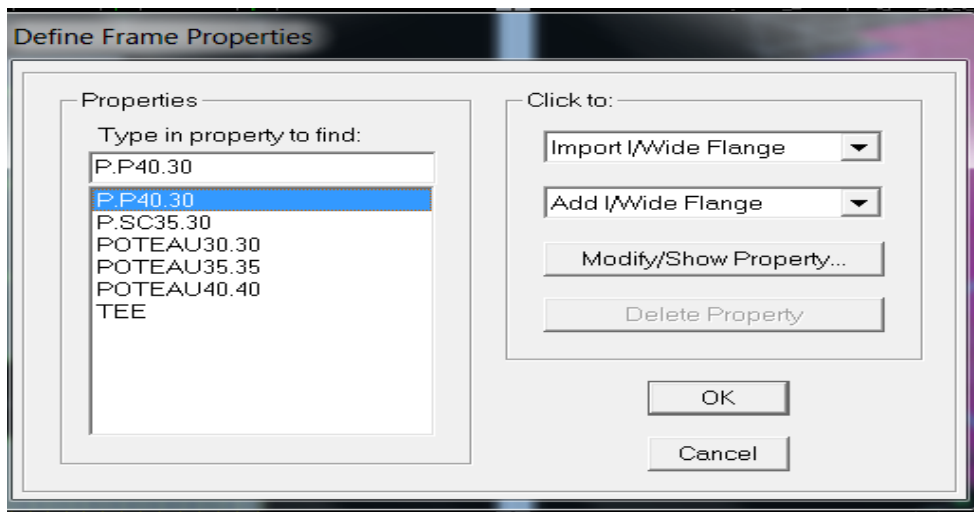
La fenêtre si dessous vas s'afficher

- Poutres principales 30x40cm<sup>2</sup>
- Poutre secondaire 30x35cm<sup>2</sup>
- Poteaux 40x40 cm<sup>2</sup>
- Poteaux 35x35 cm<sup>2</sup>
- Poteaux 30x30 cm<sup>2</sup>

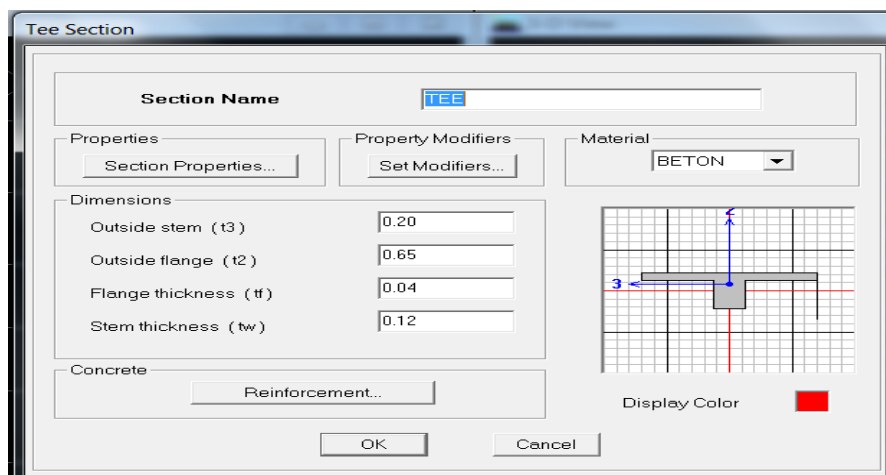


**Remarque :**

Pour les poutrelles même étape que pour les poteaux et poutre appart que si une section en Te pas rectangulaire



On introduit les données dans leurs cases respectives comme indiqué dans la capture suivante :

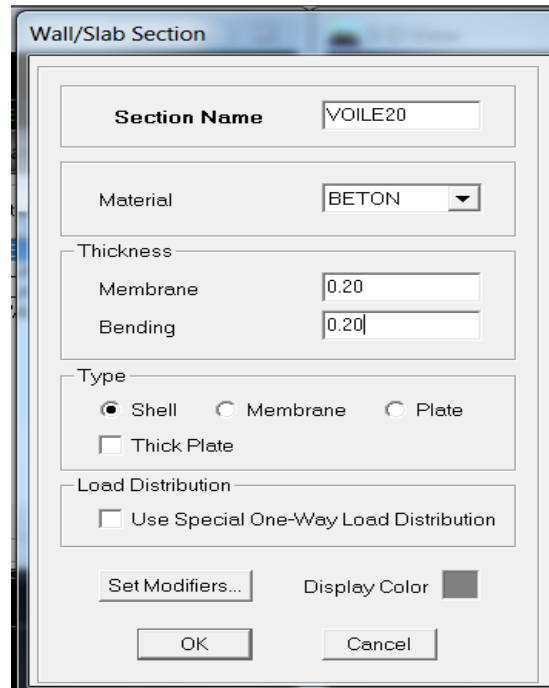
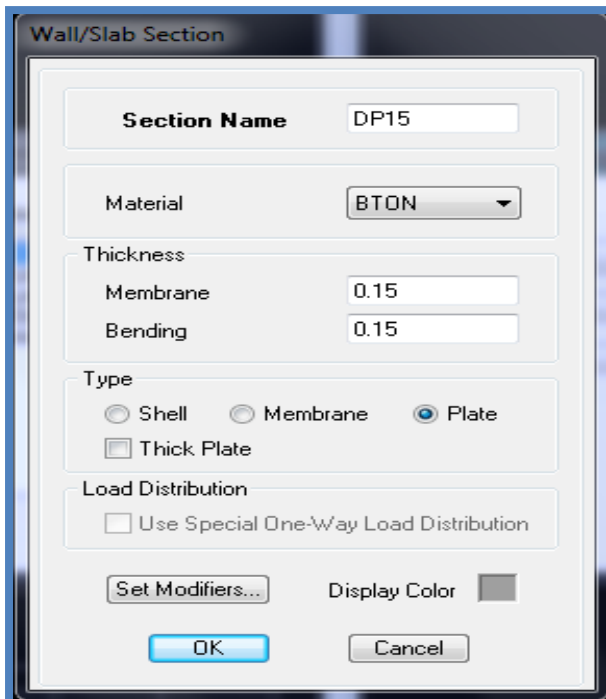
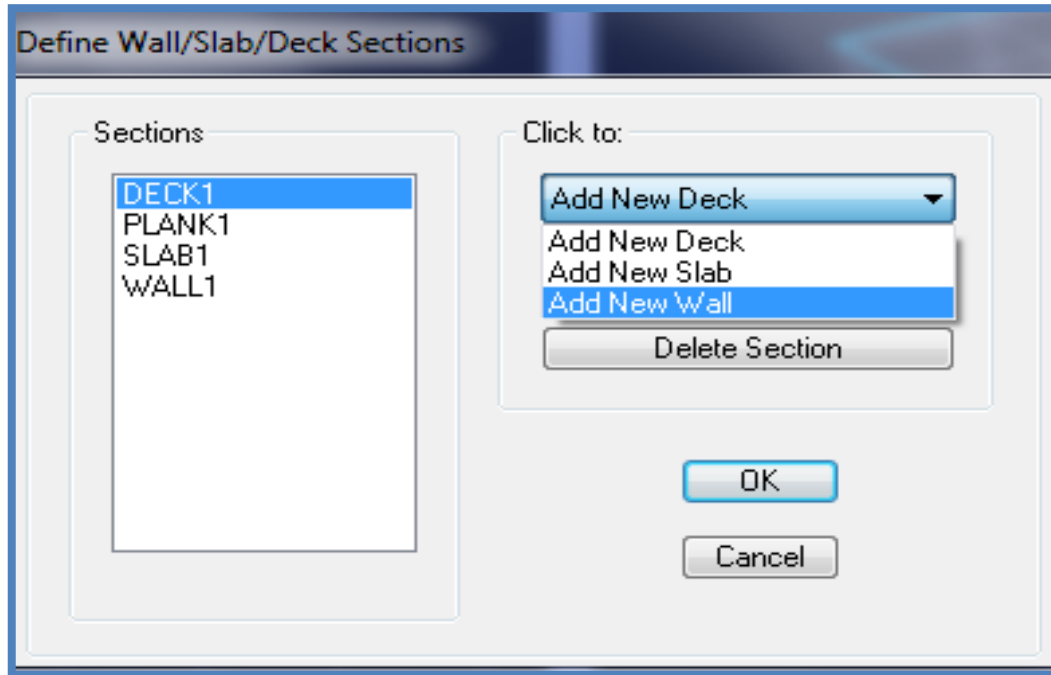


☒ Dalle pleines, voiles et raidisseur

Define → Wall/slab/Deck



Sections



SLAB= Dalles

WALL = Voiles

DECK= Plancher Collaborant

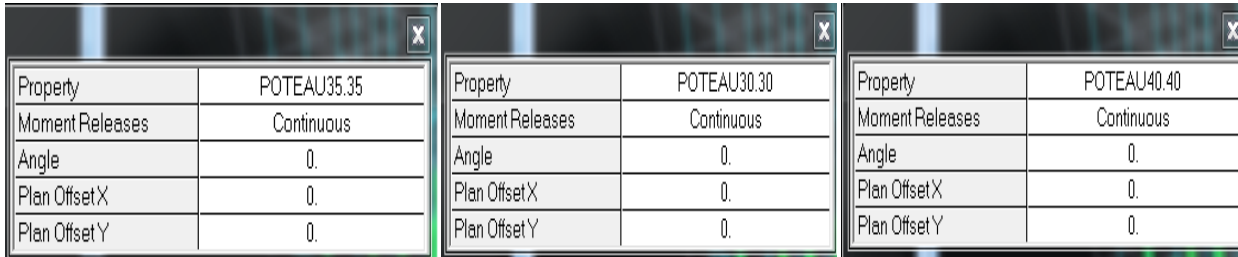
**Etape 04 : Quatrième étape : affectation des éléments défini au model**

Pour affecter les sections définies aux différents éléments on doit suivre les étapes suivantes :

✚ Pour les poteaux 

Une boite de dialogue apparait et on selectionne dans Property of Object le type de poteaux à placer selon l'étage correspondant :

- 04-05-06-07<sup>eme</sup> etage :30x30cm<sup>2</sup>
- 01-02-03<sup>eme</sup> etage :35x35 cm<sup>2</sup>
- Sous sol- RDC-E.SER :40x40 cm<sup>2</sup>

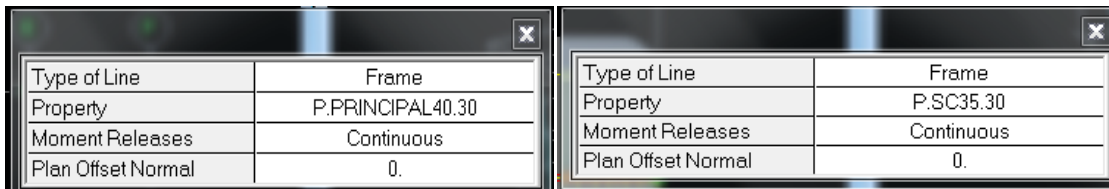


On place les poteaux dans leur place conformément au plan d'architecte

✚ Pour les  poutres

Une boite de dialogue apparait et on selectionne dans **Property of Object** le type de la poutre à placer

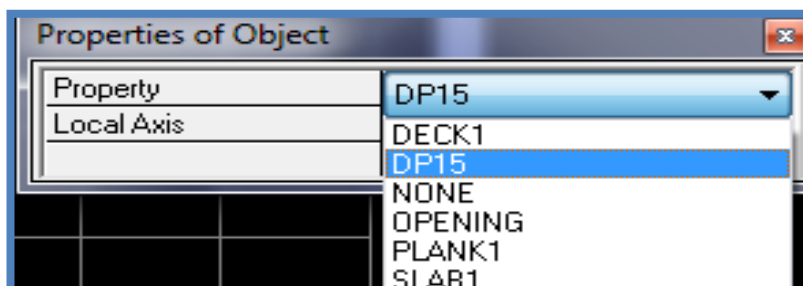
- Poutre principale 30x40
- Poutre secondaire 30x35





Sélectionne les lignes porteuses de cet élément pour qu'il soit placé.

✚ Pour les dalles pleines : 

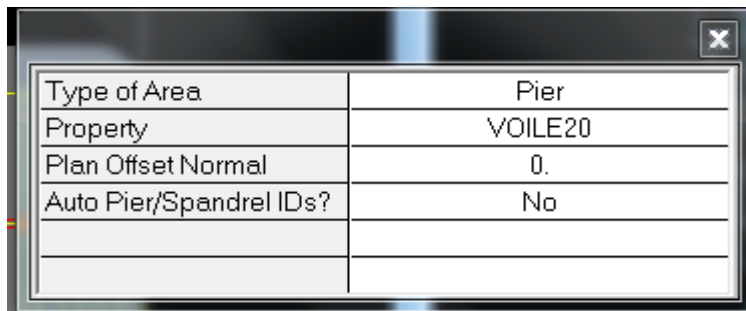
Dans la boite de dialogue qui apparaît on sélectionne dans Property DP15.





Ensuite on se positionne sur le rectangle comportant la dalle pleine et on clique avec le bouton gauche pour placer la dalle.

 Pour les voiles 

Dans la boite de dialogue qui apparaît-on sélectionne dans Property VOILE20




On se positionne sur la traves au le voile devra être placé et en clique avec le bouton gauche et le voile sera positionné

 Pour les poutrelles 

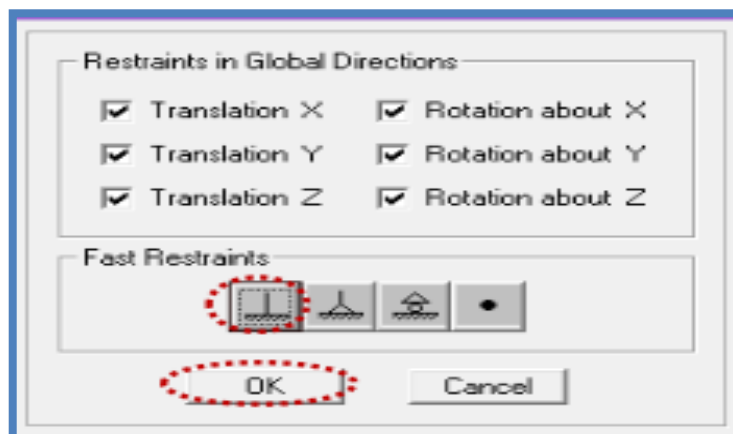
Dans la boite de dialogue qui apparait on sélectionne dans property TE puis on choisit les propriétés indiquées dans la boite de dialogue ci-dessous.



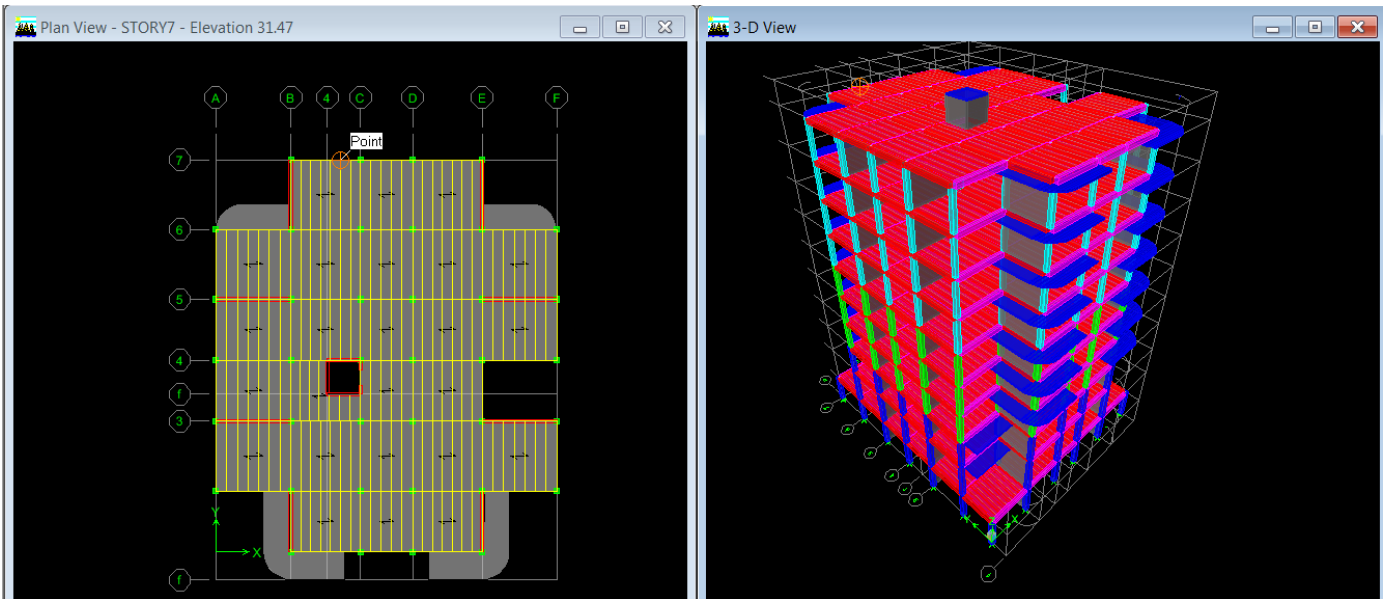
### Remarque :

On doit définir les appuis (encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment) pour ce faire, on se place à la base et on la sélectionne puis on clique sur l'icône 


La fenêtre suivante s'affiche

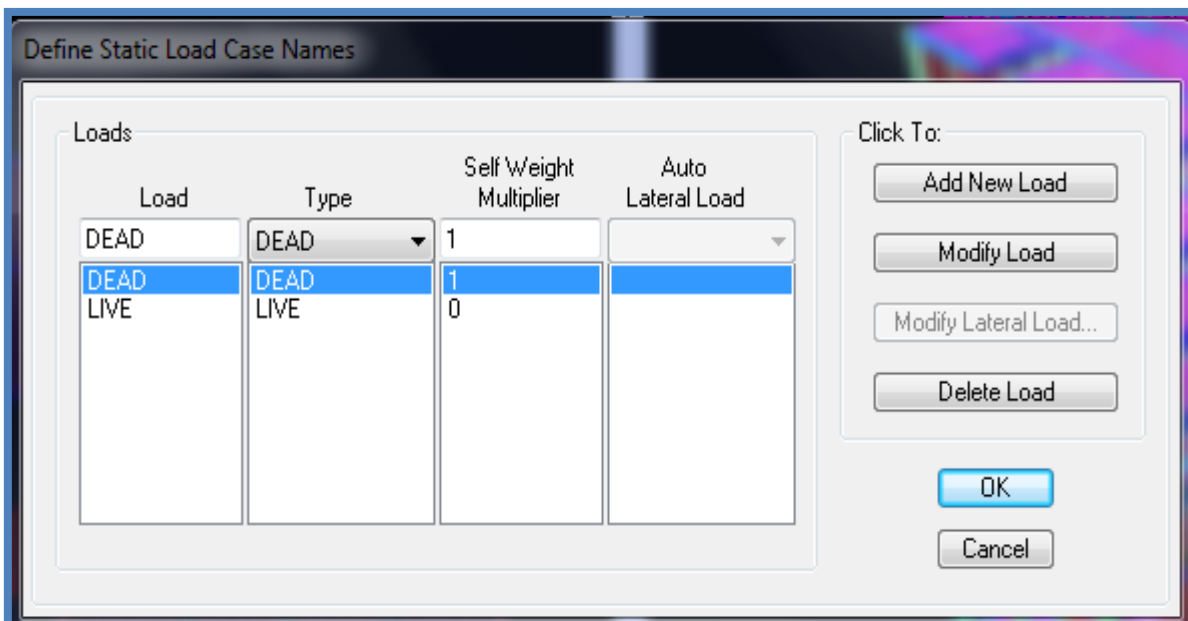


Tous les étages président nous ferons aboutir a la structure suivent



Etape 05 : définition des charges statiques (G, Q).

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des surcharges d’exploitation (Q) pour les définir on clique sur , au bien **Define Static Load Cases**



Etape 06 : introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99 /version2003.

La création du spectre de réponse se fait avec l’utilisation du logiciel de calcul RPA99

On ouvre le logiciel en cliquant sur l’icône



On introduit les données dans leur case respective

- Zone III: zone de forte sismicité
- Groupe d'usage 2: importance moyenne (à usage d'habitation) dans la hauteur ne dépasse pas 48m
- Classification des sites d'implantation S<sub>3</sub>: site meuble
- Classification des systèmes de contreventement

L'objet de classification des systèmes structuraux se traduit dans les règles et méthodes de calculs par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification d'une valeur numérique du coefficient de comportement R.

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique et le coefficient de comportement correspond est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs du type de construction des possibilités de redistribution d'effort dans la structure

**Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé**

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portique .Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales .On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles

- Facteur de qualité
- $$Q = 1 + \sum_1^6 p_q = 1 + (p_1 + p_2 + p_3 + p_4 + p_5 + p_6) \quad (4-4 \text{ RPA } 99)$$

Avec P<sub>q</sub>: est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non sa valeur est donnée dans le tableau ci dessous

| Critère q »  | P <sub>q</sub> |           |
|--|----------------|-----------|
|  | Observé        | N/observé |
| 1. Conditions minimales sur les files de contreventement | 0              | 0,05      |
| 2. Redondance en plan                                    | 0              | 0,05      |
| 3. Régularité en plan                                    | 0              | 0,05      |
| 4. Régularité en élévation                               | 0              | 0,05      |
| 5. Contrôle de la qualité des matériaux                  | 0              | 0,05      |
| 6. Contrôle de la qualité de l'exécution                 | 0              | 0,10      |

a) Condition minimale sur les files de contreventement :

- Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois(03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1.5 les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement

Suivent x on a (05) travée .....CV

Suivent y on a (06) travée .....CV

➤  $\frac{l_{max}}{l_{min}} \leq 1.5$

Suivent x  $\frac{4.30}{4} = 1.075 < 1.5$ .....CNV

Suivent y  $\frac{4}{3.5} = 1.114 < 1.5$ .....CV

$p_1^x=0$     $p_1^y=0$

b) Redondance en plan (surabondance):

- Chaque étage devra avoir en plan au moins quatre (04) files de portiques et /ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées
- Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1.5

➤ Suivent x :

|   |    |   |           |
|---|----|---|-----------|
| 07 files porteuses .....                                      | CV | } | $p_2^x=0$ |
| $\frac{d_{max}}{d_{min}} = \frac{4.30}{3} = 1.43 < 1.5$ ..... | CV |   |           |

Suivent y :

|  |    |   |           |
|--|----|---|-----------|
| 06files porteuses.....                                       | CV | } | $p_2^y=0$ |
| $\frac{d_{max}}{d_{min}} = \frac{4}{3.5} = 1.14 < 1.5$ ..... | CV |   |           |

c) Régularité en plan :

- Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses

Suivant x .....

Suivant y.....

➤ Condition sur l'excentricité

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigides ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment

- $e_x = |X_T - X_G| \leq 15\%l_x$
- $e_y = |y_T - y_G| \leq 15\%l_y$
- $l_x = 20$  m
- $l_y = 24.20$  m

Le logicielle nous donne le centre de masse et de torsion pour chaque niveau :

| Story     | Centre de masse |        | Centre de torsion |        | Excentricité |            |
|-----------|-----------------|--------|-------------------|--------|--------------|------------|
|           | XCM             | YCM    | XCR               | YCR    | EX           | EY         |
| SSOL      | 9.486           | 11.181 | 9.356             | 9.854  | 0.13         | 1.327      |
| RDC       | 9.683           | 11.412 | 9.245             | 10.094 | 0.438        | 1.318      |
| E SERVICE | 9.669           | 11.493 | 9.204             | 10.225 | 0.465        | 1.268      |
| STORY1    | 9.659           | 11.403 | 9.17              | 10.296 | 0.489        | 1.107      |
| STORY2    | 9.659           | 11.403 | 9.14              | 10.321 | 0.519        | 1.082      |
| STORY3    | 9.656           | 11.41  | 9.113             | 10.325 | 0.543        | 1.085      |
| STORY4    | 9.653           | 11.416 | 9.088             | 10.315 | 0.565        | 1.101      |
| STORY5    | 9.653           | 11.416 | 9.065             | 10.298 | 0.588        | 1.118      |
| STORY6    | 9.653           | 11.416 | 9.044             | 10.282 | 0.609        | 1.134      |
| STORY7    | 9.62            | 11.297 | 9.028             | 10.263 | 0.592        | 1.034      |
|           |                 |        |                   |        | 15%LX= 3     | 15%LY= 3.6 |
|           |                 |        |                   |        | cv           | CNV        |

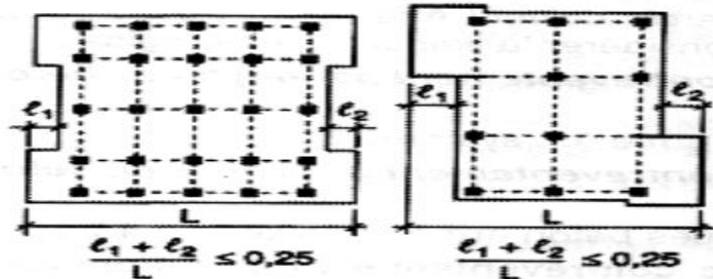
$p_3^x=0$        $p_3^y=0.5$

➤ **Condition sur les décrochements:**

- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieure ou égale à (04)

$\frac{l_x}{l_y} = \frac{24.20}{20} = 1.21 < 4$  .....CV

- La somme des dimensions ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction



Suivent x :  $\frac{e_1+e_2}{l_x} = \frac{4.3+4.3}{20} = 0.43 > 0.25$  .....CNV

Suivent y :  $\frac{e_1+e_2}{l_y} = \frac{3.5+0}{24.20} = 0.14 < 0.25$  .....CV

$p_3^x=0.05$        $p_3^y=0$

➤ **Condition sur les ouvertures :**

La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier  
 $S_0 \leq 15\%S_T$      $35 \leq 63.9$  .....CV

$p_4^x=0$              $p_4^y=0.05$

**d) Régularité en élévation :**

➤ **Condition sur le système de contreventement :**

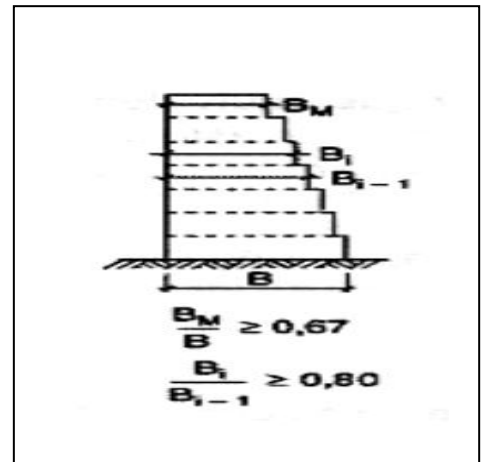
Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu dont la charge ne transmette pas directement à la fondation .....CV

➤ **Condition sur les masses et rigidités :**

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet.....CV

➤ **Condition sur les décrochements en élévation :**

|                                  | Suivent y                          | Suivent x                     |
|----------------------------------|------------------------------------|-------------------------------|
| $\frac{B_i}{B_{i-1}} > 0.8$      | $\frac{19.5}{23.5} = 0.83 > 0.8$   | $\frac{20}{20} = 1 > 0.8$     |
| $\frac{B_{min}}{B_{max}} > 0.67$ | $\frac{17.3}{24.20} = 0.71 > 0.67$ | $\frac{11}{20} = 0.55 > 0.67$ |



Les conditions sont vérifiées

$p_4^x = p_4^y = 0.05$

➤ **Contrôle de la qualité des matériaux :**

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise

$p_5=0.05$

➤ **Contrôle de la qualité de l'exécution :**

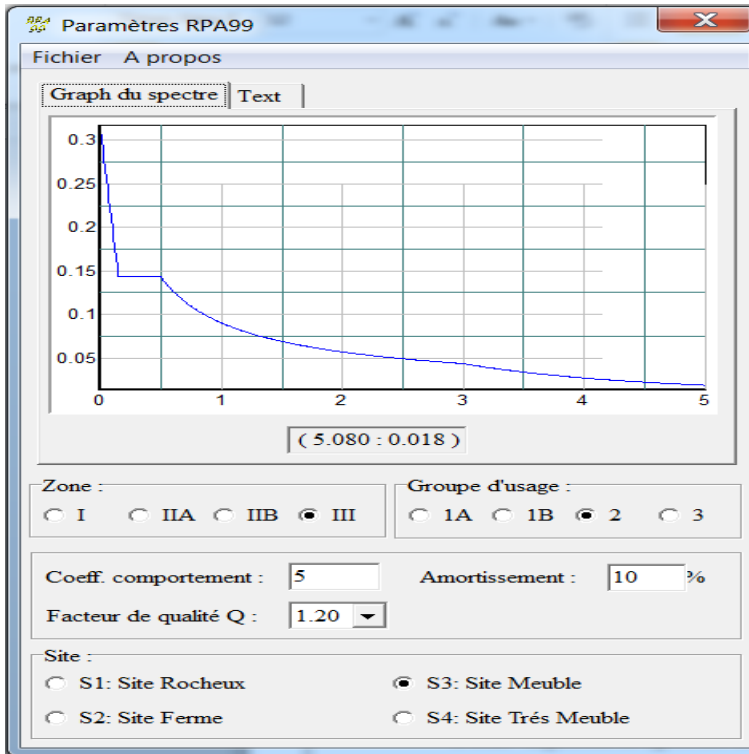
Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier .Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux

$p_6=0.05$

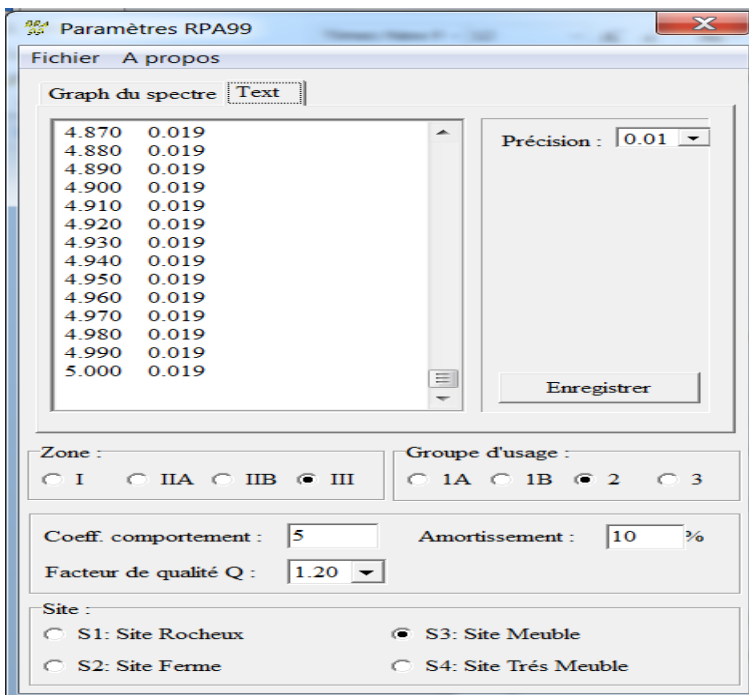
Finalemnt :

$Q_x = 1 + (0.05+0.05+0+0+0.05+0.05)=1.20$

$Q_y = 1 + (0+0.05+0.05+0+0.05+0.05)=1.20$

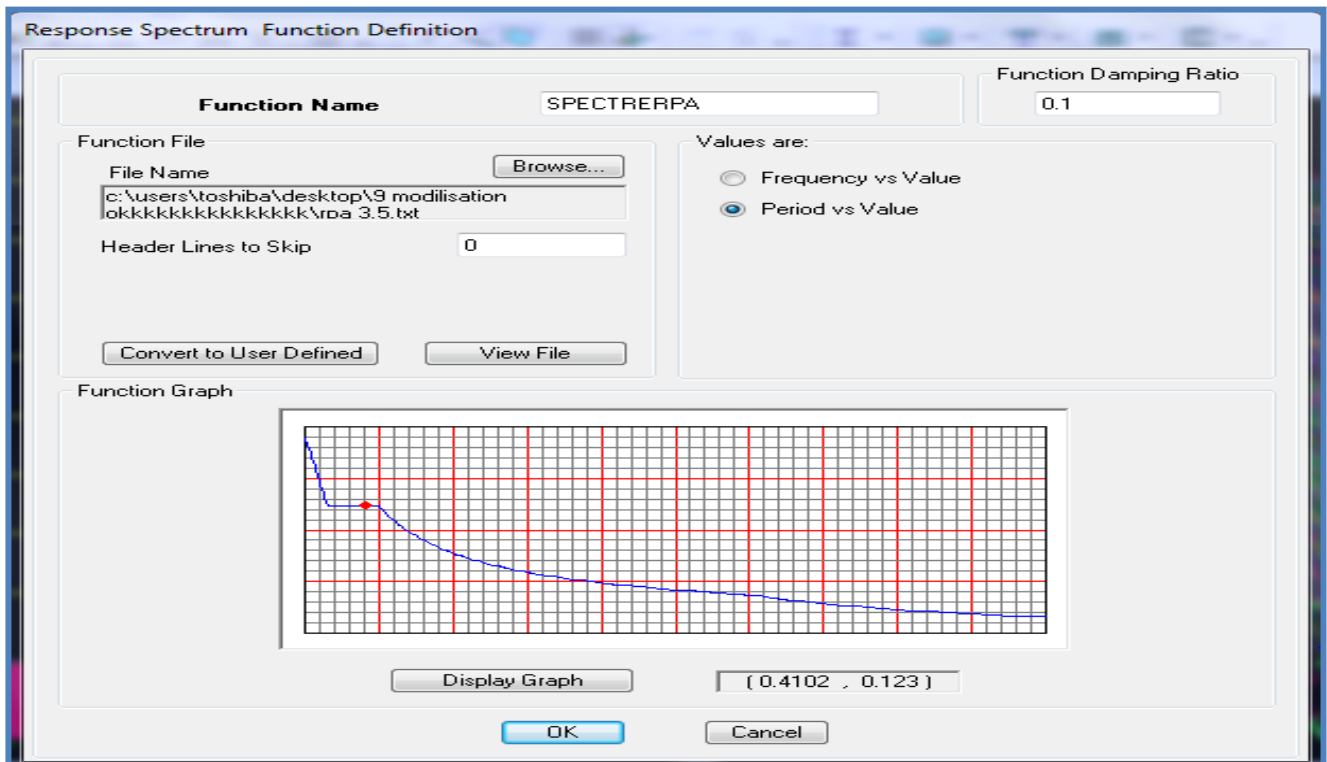
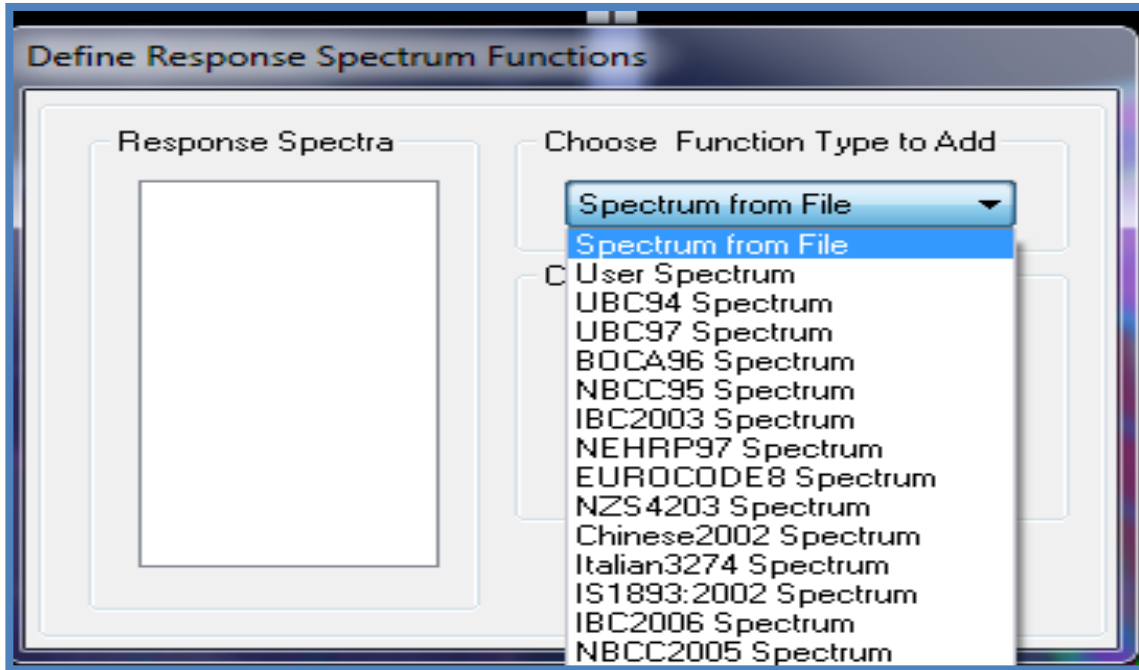


On clique sur Text puis sur Enregistrer et on lui choisit un emplacement de sauvegarde



Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur

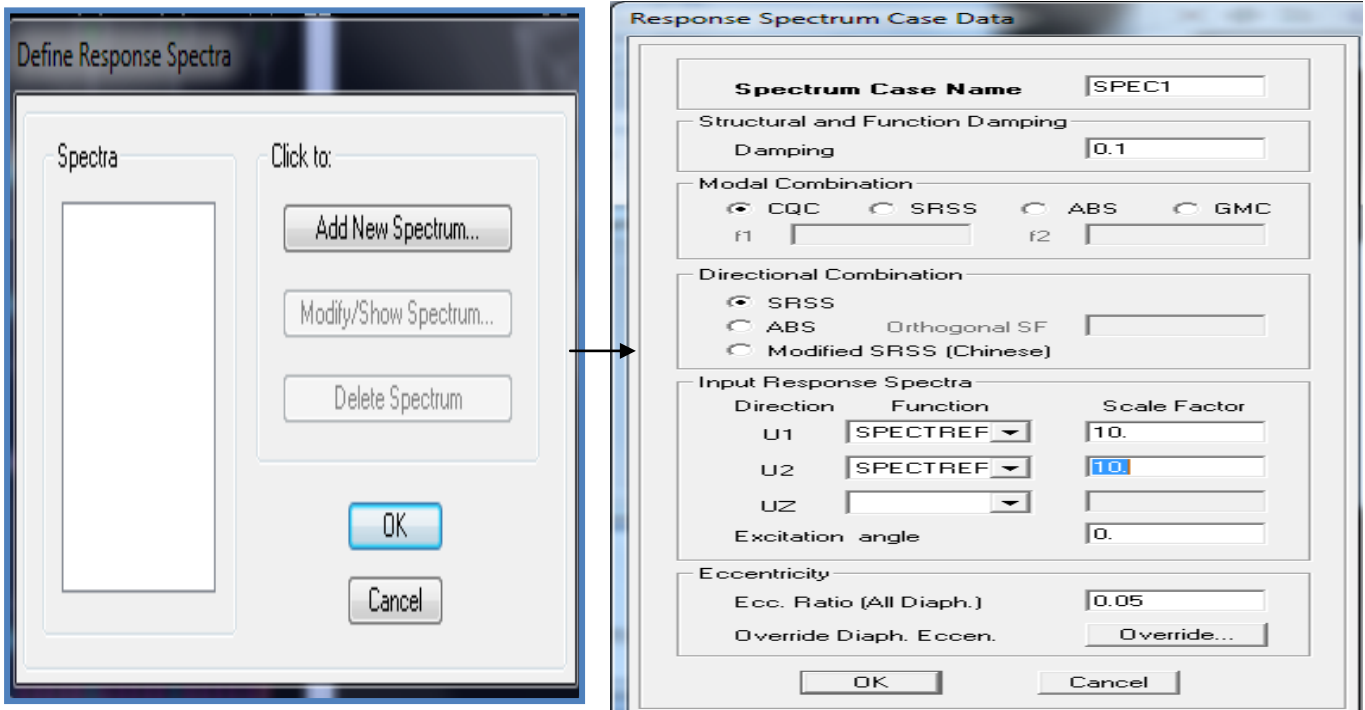
**Define** → **Reponse Spectrum** → **FunctionSpectrum from file**



**Étape 07** : définition de la charge sismique E.

Consiste à définition du chargement E(séisme) pour cela on clique sur

**Define** → **Reponses spectrum** case au bien



➤ **Définition de la masse sismique**

Masse source (masse revenant à chaque plancher)

La masse des planchers est supposées concentrée en leur centre de masse

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \text{ (Formule 4-5 RPA99version 2003)}$$

Avec :

W : poids dû aux charges permanentes

W<sub>i</sub> : poids de l'étage i

W<sub>Gi</sub> : Poids dû aux charges permanentes

W<sub>Qi</sub> : Charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charged'exploitation

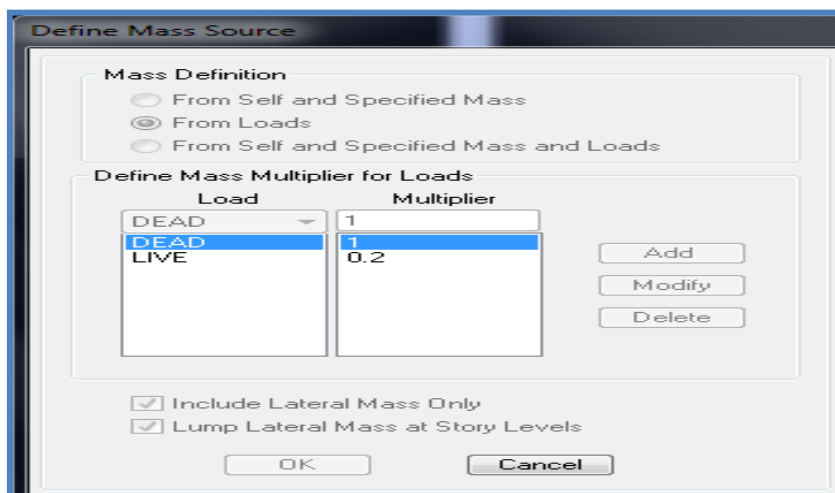
| Cas | Type d'ouvrage   | $\beta$      |
|-----|--|--------------|
| 1   | Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés   | 0,20         |
| 2   | Bâtiments recevant du public temporairement :<br>- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.<br>- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises | 0,30<br>0,40 |
| 3   | Entrepôts, hangars   | 0,50         |
| 4   | Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés  | 1,00         |
| 5   | Autres locaux non visés ci-dessus  | 0,60         |

Valeurs du coefficient de pondération  $\beta$

Dans notre cas l'ouvrage est a usage d'habitation donc  $\beta = 0.2$

On introduit ces masses dans *ETABS* en passe par si étape

**Define** → **Masse source** → **from Self and Specified Masse and Loads**



➤ **Attribution des diaphragmes au déférent plancher du modèle :**

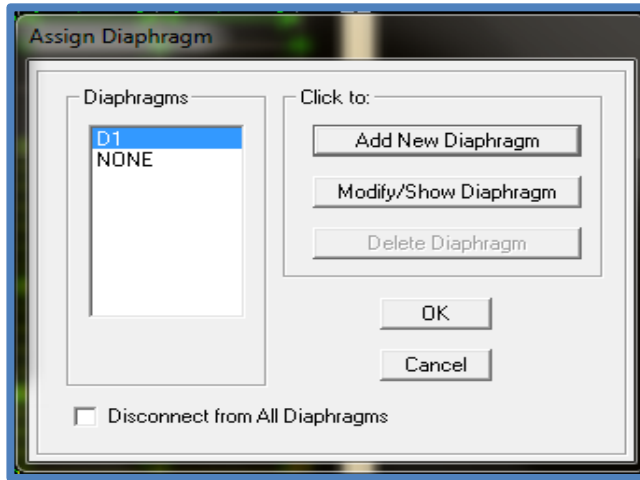
Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher a leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragmes ceci a pour effet de réduire le nombre d'équation à résoudre par *ETABS*. On sélectionne le premier étage puis on va dans :

**Set Plain View** → **STORY 1OK** →

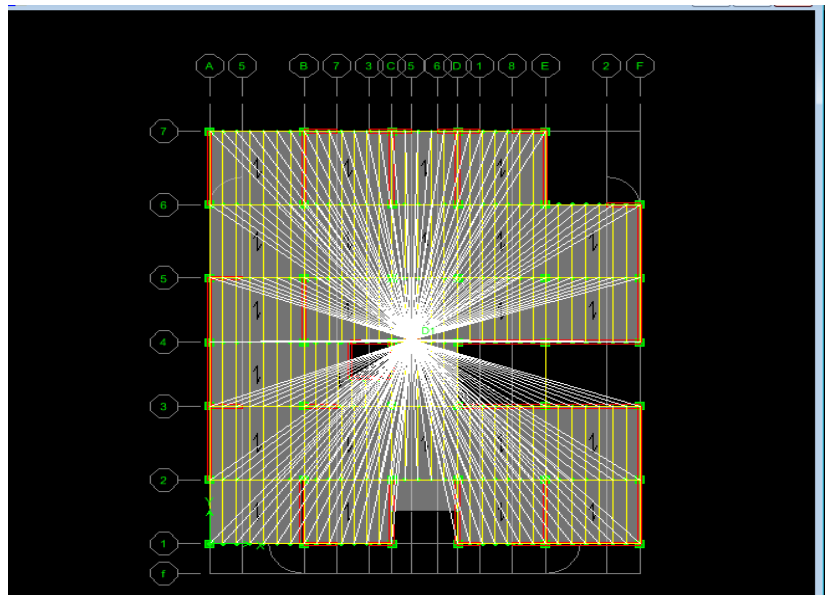
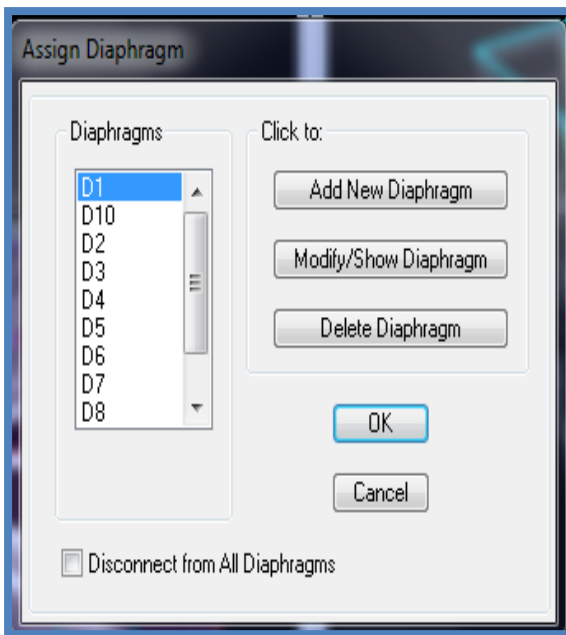
Sélections de la vues en plan du premier étage

**Define** → **Diaphragm** → **OK**

Le premier diaphragme apparaît alors



Avec la même façon on réalise les diaphragme qui vont suivre mais cette fois en cliquant sur **Add New Diaphragm** puis on clique sur **OK** pour valider et on refait les mêmes opérations pour tous les autres planchers



Étapes 08 : Chargement des éléments.

|                    |   |   |               |   |   |
|--------------------|---|---|---------------|---|---|
| Terrasse<br>h=3.06 | } | <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content;"> <math>G=5.72\text{kN/m}^2</math><br/> <math>Q=1\text{KN/m}^2</math> </div> | RDC<br>h=3.89 | } | <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content;"> <math>G=5.60\text{kN/m}^2</math><br/> <math>Q=2.5\text{KN/m}^2</math> </div> |
| Etage<br>h=3.06    |   |   | }             |   |   |

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$g = [G_t \times b] - [S_{\text{poutrelle}} \times \gamma_b] = 3.64 - (0.0452 \times 25) = 2.59 \text{ KN/m}$$

$$q = Q \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/m}$$

➤ **Planche étage courant :**

$$g = 5.60 \times 0.65 - (0.0452 \times 25) = 2.51 \text{ KN/m}$$

$$q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/m}$$

➤ **Planche RDC :**

$$g = 5.60 \times 0.65 - (0.0452 \times 25) = 2.51 \text{ KN/m}$$

$$q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/m}$$

➤ **Planche sous- sol :**

$$g = 5.60 \times 0.65 - (0.0452 \times 25) = 2.51 \text{ KN/m}$$

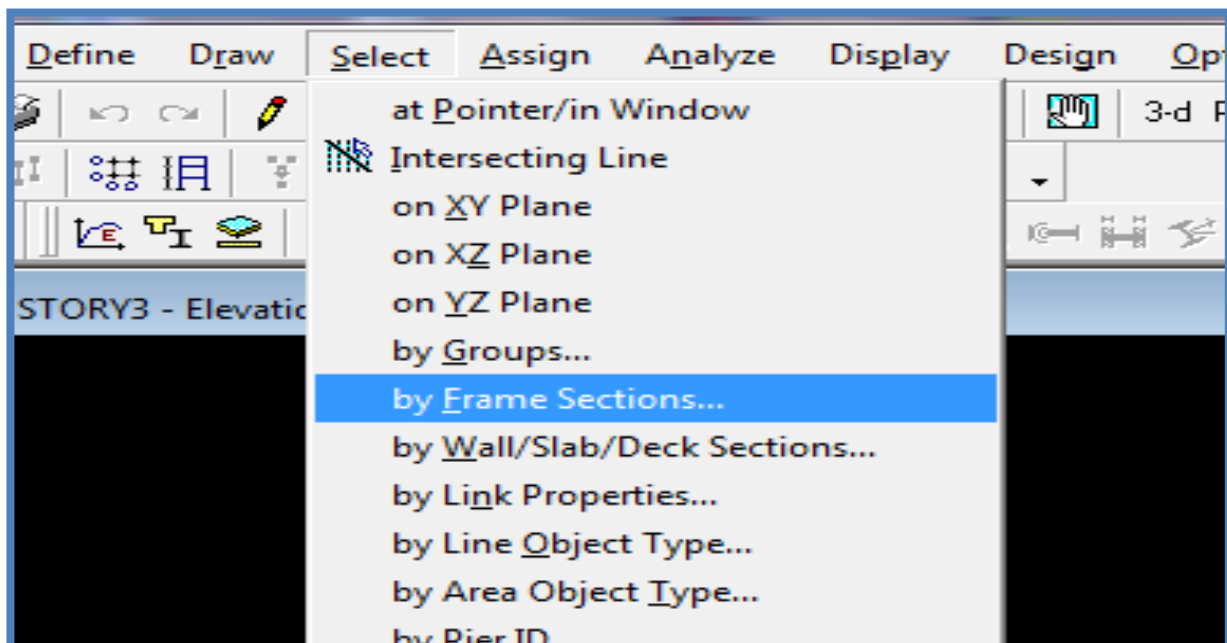
$$q = 3.5 \times 0.65 = 2.275 \text{ KN/m}$$

➤ **Dalle plaine**  $G_t = 5.66 \text{ KN/m}^2$  et  $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

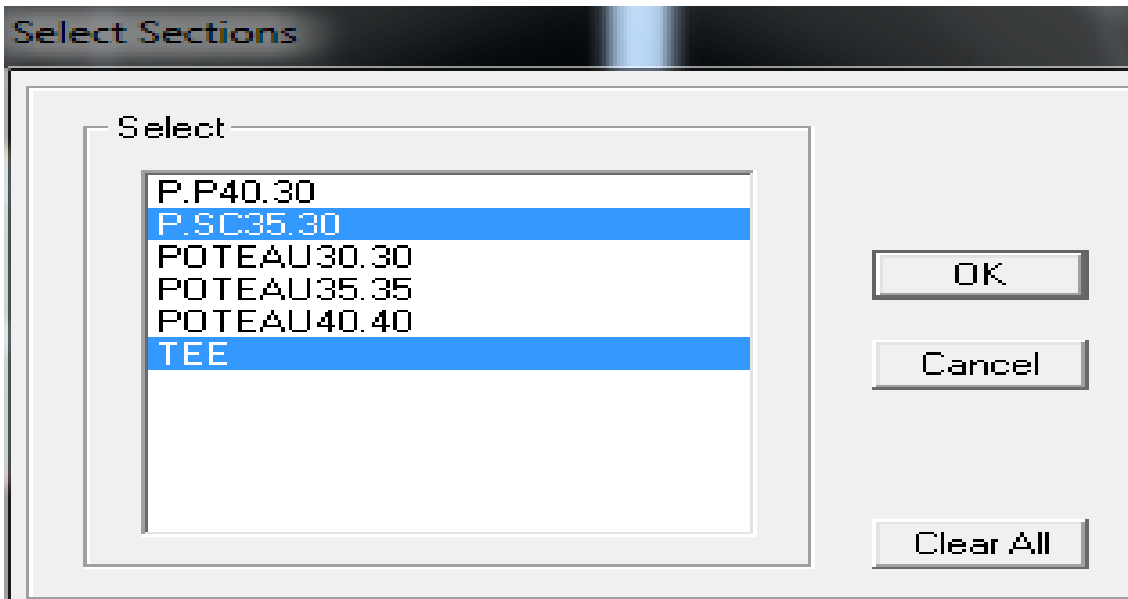
$$g = G - (e \times 25) = 5.66 - (0.15 \times 25) = 1.91 \text{ KN/m}^2$$

$$q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

Pour le chargement des planchers nous allons faire la sélection des poutrelles et poutres secondaires



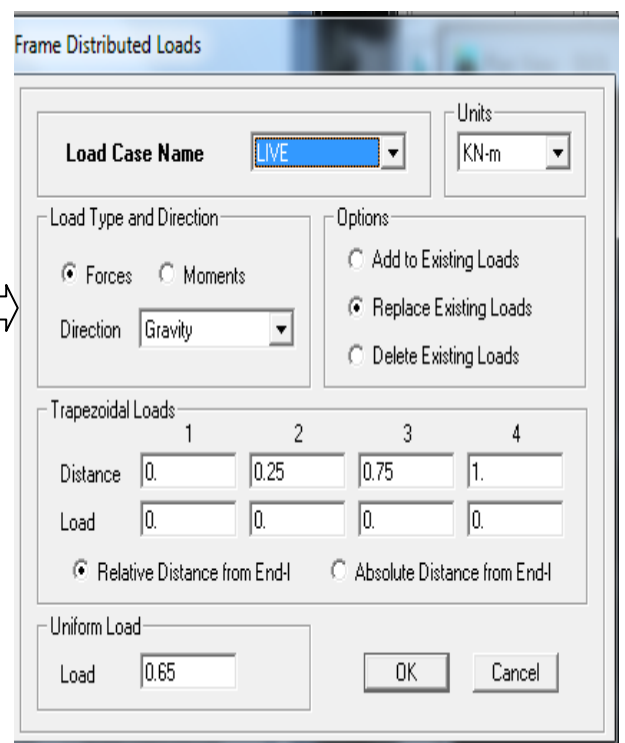
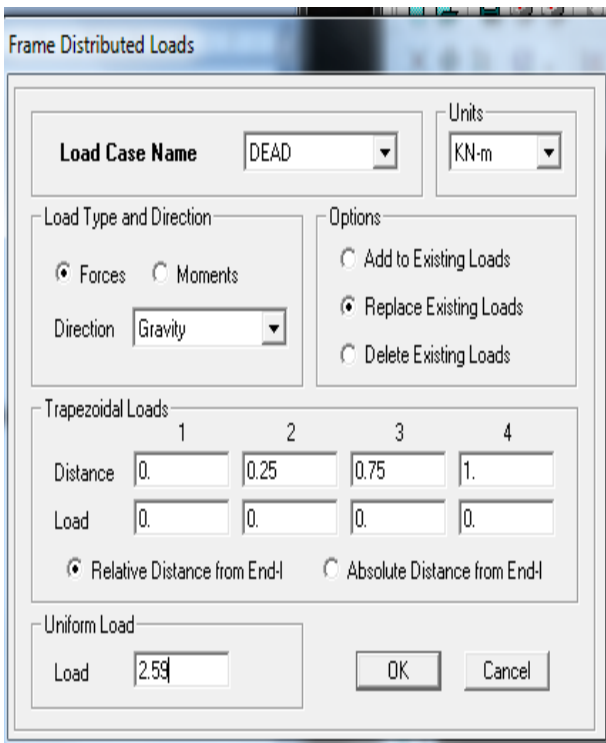
On sélection les poutres secondaire est les poutrelles puis OK



On sélection la vus en plan de l'étage à charger

Assign → Areas loads → Frame/line loads → Distributed

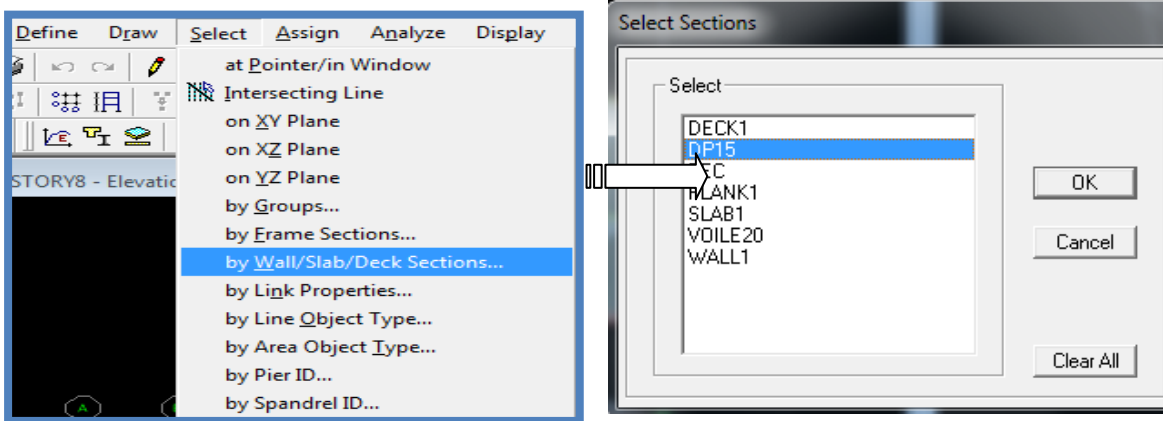
Ou bien on clique sur l'icone 



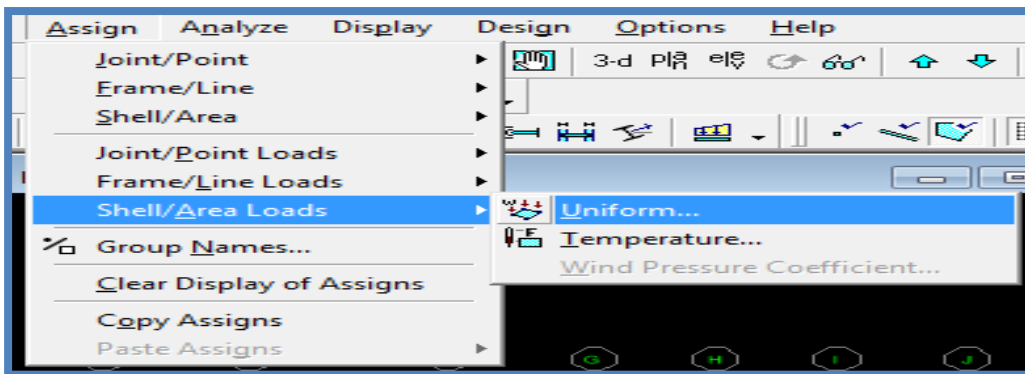
Et on introduit les valeurs des charge et surcharge de **chaque plancher** avec (DEAD=G) et (LIVE=Q)

Pour le chargement des dalles plaines, nous allons les sélectionner comme suit :

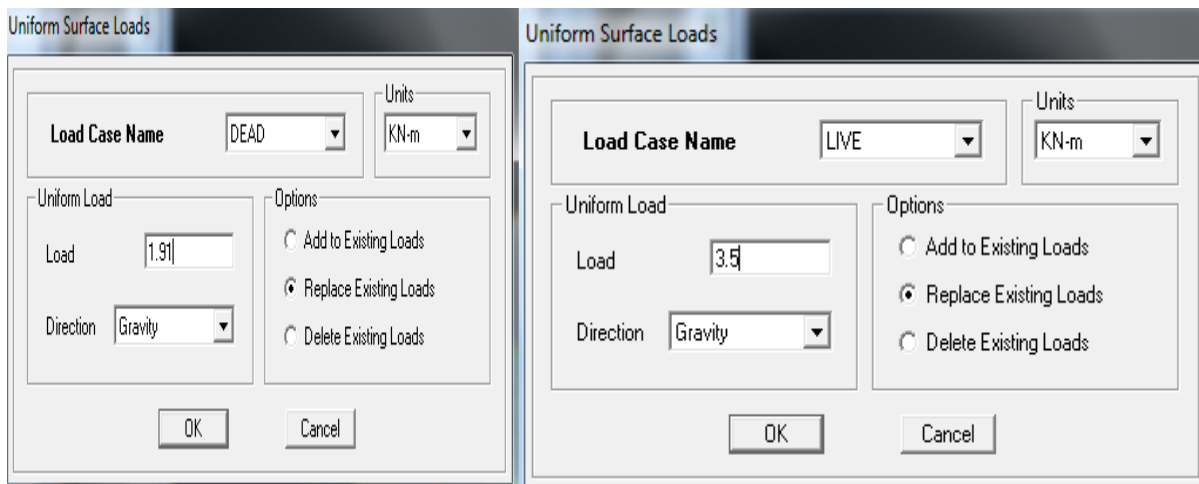
Select → by Wall/Slab/



Assign → Shell/Area Loads → Uniform



Et on introduit les valeurs des charges et surcharge de la dalle pleine



Étape 09 : introduction des combinaisons d'actions.



◆ **Combinaisons aux états limites :**

ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

◆ **Combinaisons accidentelle du RPA :**

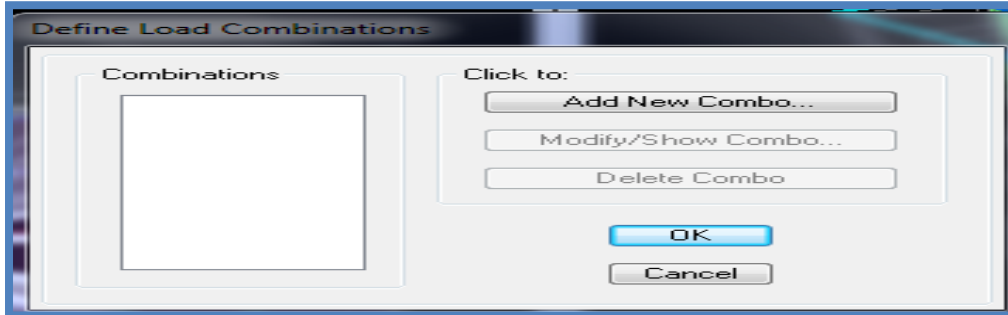
GQE : G+Q±E

08GE : 0.8G±E

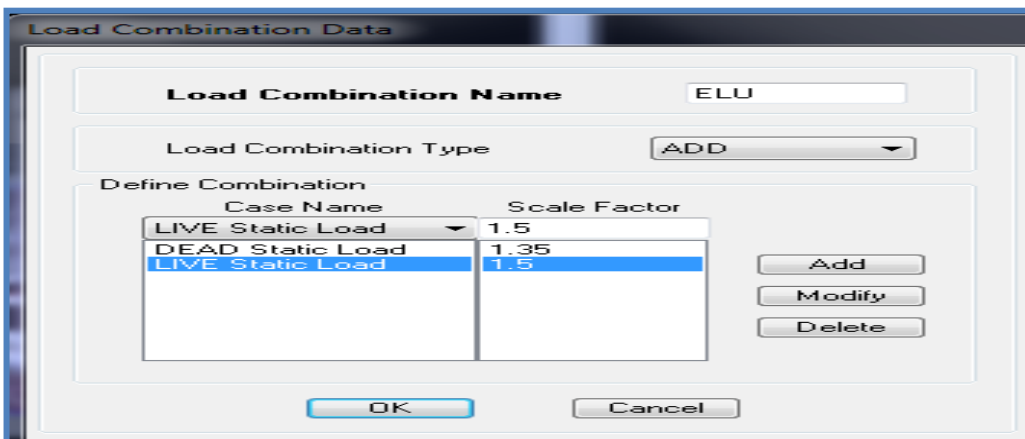
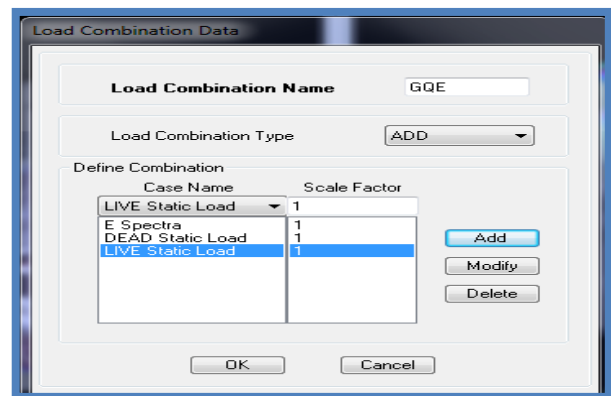
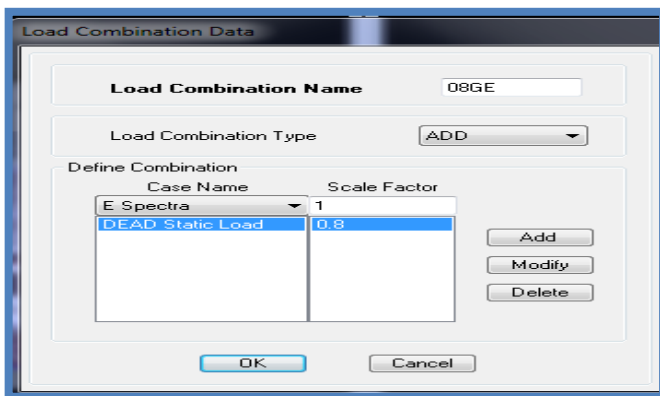
Pour les introduire dans le logiciel on suit cette enchaînement comme suite :

**Define** → **Load combinations** → **Add New Combo**

On aura la fenêtre suivante puis on clique sur Add New Combo



On introduit les noms des combinaisons et le facteur multiplicateur



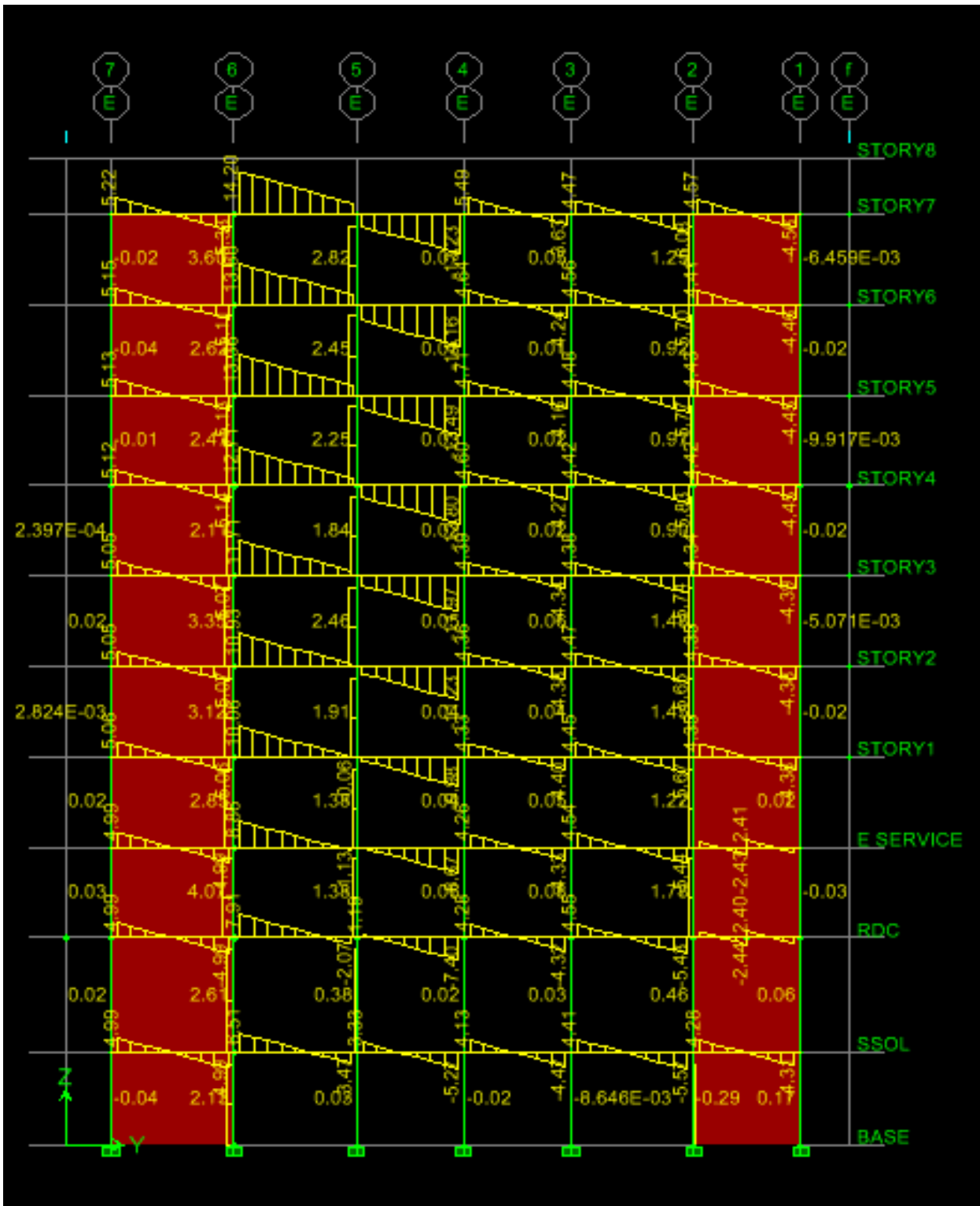


Diagramme des efforts tranchants

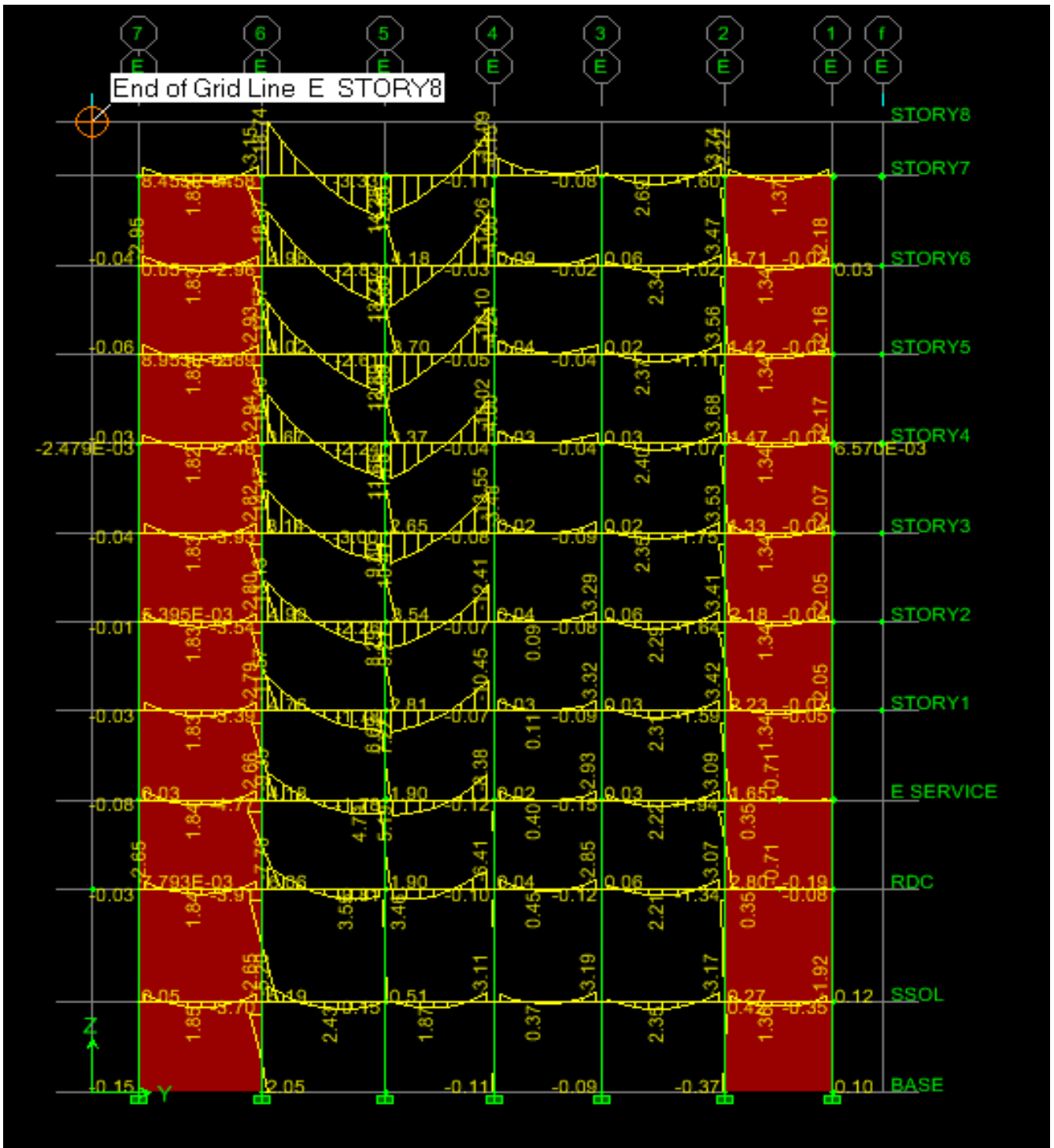


Diagramme des moments fléchissant

**Introduction :**

Dans ce chapitre l'étude consiste la détermination des éléments de contreventement et leurs caractéristiques géométriques pour assurer une sécurité suffisant sous l'action des charges horizontales (vent et séisme).

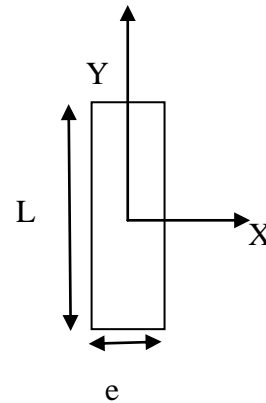
Il est indispensables de compare l'inertie des refends par rapport à celle des portiques pour choisir un système de contreventement et connaitre la répartition des sollicitations entre les refends et les portiques.

**I. Caractéristiques géométriques de refends:**

**Inerties des refends pleins :**

- Les refends longitudinaux :

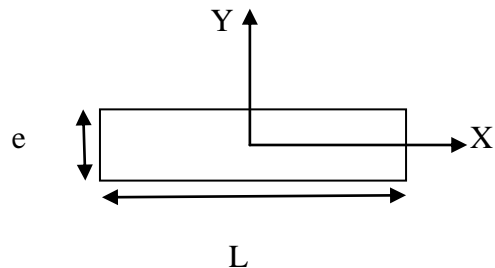
$$I_x = \frac{L e^3}{12} \quad I_y = \frac{e L^3}{12}$$



$I_x \ll I_y \text{ (} e \ll L \text{ )} \longrightarrow I_x = 0$

- Les refends transversaux :

$$I_x = \frac{e L^3}{12} \quad I_y = \frac{L e^3}{12}$$



$I_y \ll I_x \text{ (} e \ll L \text{ )} \longrightarrow I_y = 0$

**Avec:**

L: longueur de voile.  
e: épaisseur de voile.

**Remarque :**

La longueur des voiles varie avec la section des poteaux, pour éviter cette variation et assurer la continuité de ces voiles en élévations on prend la longueur mesurée au dernier niveau ou la section des poteaux est de (35×35).

Les inerties des voiles sont données dans les tableaux ci-dessous:

**Sens longitudinal :**

| Niveau         | I(m <sup>4</sup> ) |
|----------------|--------------------|
| S.SOL          | 10.68              |
| RDC.ES.1.2.3.4 | 9.40               |
| 5.6.7          | 8.90               |

**Tableau IV.1: Les inerties des refends dans le sens longitudinal**

**Sens transversal :**

| Niveau         | I(m <sup>4</sup> ) |
|----------------|--------------------|
| S.SOL          | 6.05               |
| RDC.ES.1.2.3.4 | 5.003              |
| 5.6.7          | 4.677              |

**Tableau IV.3: Les inerties des refends dans le sens transversal.**

**Inertie moyen du refend dans le sens longitudinal :**  $I_{moy} = 9.378m^4$

**Inertie moyen du refend dans le sens transversal :**  $I_{moy} = 5.009m^4$

**II. Inertie fictive des portiques :**

Inertie fictive des portiques est évaluée, en calculant le déplacement de chaque portique au droit de chaque de chaque plancher sous l'effet d'une force horizontale égale à 1 tonne, ensuite en compare les déplacements aux flèches que produira un refends sous l'effet de même système de forces horizontales (1tonne pour chaque niveau) et pour une inertie égale à l'unité ( $I=1m^4$ ).

L'inertie fictive des portiques est donnée par :

$$I_{en} = \frac{F_n}{D_n} \quad \text{avec} \quad D_n = \sum \Delta_n$$

Avec :  $I_{en}$  : inertie équivalente du portique au niveau « i ».

$\Delta_n$  : Déplacement du portique au niveau « i ».

$F_n$  : Flèche du refond au niveau « i ».

$D_n$  : Déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n)

**II.1 Calcul des flèches du refend :**

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie est  $I = 1 m^4$ , soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque niveau), sera obtenu par la méthode des « Moments des aires ».

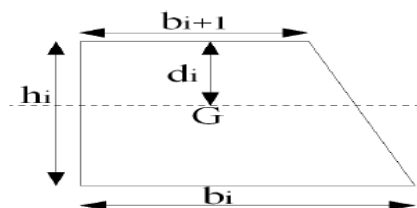
Le diagramme des moments fléchissant engendrés par la série de forces horizontales égales à (1 tonne), est une série de sections de trapèzes superposés et délimités par les niveaux

La flèche est donnée par la relation suivante :

$$f_i = \frac{\sum S_i \times d_i}{EI}$$

Avec :  $f_i$  : flèche de refend choisit au niveau « i ».

$S_i$  : Surface du trapèze.



**Figure IV.3 :** La notation adopte pour calculer la surface de trapèze.

$d_i$  : Distance entre le centre de gravité du trapèze

et le niveau considéré.

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})} \times h_i \quad \text{Et} : \quad S_i = (b_i + b_{i+1}) \times \frac{h_i}{2}$$

Le tableau suivant donne les aires «  $S_i$  » et la position du centre de gravité «  $X_i$  » par diagramme des moments :

| Niveau | $b_{i+1}$ | $b_i$  | $h_e$ | $2B+b$ | $3*(B+b)$ | $D_i$ | $b+B$  | $H/2$ | $S_i$  | $S_i \cdot D_i$ |
|--------|-----------|--------|-------|--------|-----------|-------|--------|-------|--------|-----------------|
| 7      | 0         | 3.06   | 3.06  | 6.12   | 9.18      | 2.04  | 3.06   | 1.53  | 4.68   | 9.55            |
| 6      | 3.06      | 9.18   | 3.06  | 21.42  | 36.72     | 1.79  | 12.24  | 1.53  | 18.73  | 33.43           |
| 5      | 9.18      | 18.36  | 3.06  | 45.9   | 82.62     | 1.70  | 27.54  | 1.53  | 42.14  | 71.63           |
| 4      | 18.36     | 30.6   | 3.06  | 79.56  | 146.88    | 1.66  | 48.96  | 1.53  | 74.91  | 124.16          |
| 3      | 30.6      | 45.9   | 3.06  | 122.4  | 229.5     | 1.63  | 76.5   | 1.53  | 117.05 | 191.02          |
| 2      | 45.9      | 64.26  | 3.06  | 174.42 | 330.48    | 1.62  | 110.16 | 1.53  | 168.54 | 272.20          |
| 1      | 64.26     | 85.68  | 3.06  | 235.62 | 449.82    | 1.60  | 149.94 | 1.53  | 229.41 | 367.71          |
| ES     | 85.68     | 110.16 | 3.06  | 306    | 587.52    | 1.59  | 195.84 | 1.53  | 299.64 | 477.54          |
| RDC    | 110.16    | 138.53 | 3.89  | 387.22 | 746.07    | 2.02  | 248.69 | 1.945 | 483.70 | 976.58          |
| SS     | 138.53    | 170    | 3.1   | 478.53 | 925.59    | 1.60  | 308.53 | 1.55  | 478.22 | 766.45          |

**Tableau IV.4. : Valeurs des flèches des refends à chaque niveau.**

Ainsi de suite jusqu'au dernier niveau .On obtient alors les résultats suivants :

$$f_{ss} = \frac{766.45}{EI} f_{RDC} = \frac{3602.49}{EI} f_1 = \frac{11251.13}{EI} f_2 = \frac{13774.168}{EI} f_3 = \frac{16099.7}{EI}$$

$$f_4 = \frac{26915.002}{EI} f_5 = \frac{32652.188}{EI} f_6 = \frac{38479.96}{EI} f_7 = \frac{44344.217}{EI} f_{ES} = \frac{7023.27}{EI}$$

## II.2 Calcul des déplacements des portiques :

La rotation d'étage est donnée :

➤ Niveau étage courant :

$$E \cdot \theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \cdot \sum K_{t_n}}$$

➤ Niveau RDC :

Poteau encastré a la base :

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t_1} + 2 \sum K_{p_1}}$$

Poteau articulé a la base :

$$E\theta_1 = \frac{2M_1 + M_2}{24 \sum K_{t_1}}$$

Avec :

$$M_n = T_n \times h_n$$

$T_n$  : effort tranchant de niveau « n ».

$$K_{tn} : \text{raideur des poutres} . \quad K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$$

$$K_{pn} : \text{raideur des poteaux} . \quad K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$$

$h$  : hauteur d'étage.

$L$  : longueur libre de la poutre.

$$E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

Les déplacements sont donnée par :  $\Delta_n = \psi_n \times h$  Avec :

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont

résumées dans les tableaux qui suivent :

➤ **K des poteaux sens X-X :**

|     | b cm | h cm | I cm 4    | he cm | hp cm | h' cm | epot cm | hc cm | k cm 3 |
|-----|------|------|-----------|-------|-------|-------|---------|-------|--------|
| 8   | 30   | 30   | 67500.00  | 306   | 40    | 266   | 30      | 281   | 240.21 |
| 7   | 30   | 30   | 67500.00  | 306   | 40    | 266   | 30      | 281   | 240.21 |
| 6   | 30   | 30   | 67500.00  | 306   | 40    | 266   | 30      | 281   | 240.21 |
| 5   | 30   | 30   | 67500.00  | 306   | 40    | 266   | 30      | 281   | 240.21 |
| 4   | 35   | 35   | 125052.08 | 306   | 40    | 266   | 35      | 283.5 | 441.10 |
| 3   | 35   | 35   | 125052.08 | 306   | 40    | 266   | 35      | 283.5 | 441.10 |
| 2   | 35   | 35   | 125052.08 | 306   | 40    | 266   | 35      | 283.5 | 441.10 |
| 1   | 40   | 40   | 213333.33 | 306   | 40    | 266   | 40      | 286   | 745.92 |
| RDC | 40   | 40   | 213333.33 | 389   | 40    | 349   | 40      | 369   | 578.14 |
| S-S | 40   | 40   | 213333.33 | 310   | 40    | 270   | 40      | 290   | 735.63 |

➤ **K des poteaux sens Y-Y :**

|     | b (cm) | h ( cm) | I (cm 4)  | he (cm) | h <sub>p</sub> ( cm) | h' ( cm) | e <sub>pot</sub> (cm) | hc( cm) | k (cm <sup>3</sup> ) |
|-----|--------|---------|-----------|---------|----------------------|----------|-----------------------|---------|----------------------|
| 8   | 30     | 30      | 67500.00  | 306     | 35                   | 271      | 30                    | 286     | 236.01               |
| 7   | 30     | 30      | 67500.00  | 306     | 35                   | 271      | 30                    | 286     | 236.01               |
| 6   | 30     | 30      | 67500.00  | 306     | 35                   | 271      | 30                    | 286     | 236.01               |
| 5   | 30     | 30      | 67500.00  | 306     | 35                   | 271      | 30                    | 286     | 236.01               |
| 4   | 35     | 35      | 125052.08 | 306     | 35                   | 271      | 35                    | 288.5   | 433.46               |
| 3   | 35     | 35      | 125052.08 | 306     | 35                   | 271      | 35                    | 288.5   | 433.46               |
| 2   | 35     | 35      | 125052.08 | 306     | 35                   | 271      | 35                    | 288.5   | 433.46               |
| 1   | 40     | 40      | 213333.33 | 306     | 35                   | 271      | 40                    | 291     | 733.10               |
| RDC | 40     | 40      | 213333.33 | 389     | 35                   | 354      | 40                    | 374     | 570.41               |
| S-S | 40     | 40      | 213333.33 | 310     | 35                   | 275      | 40                    | 295     | 723.16               |

➤ **K des poutres sens X-X :**

|                                |      | b cm | h cm | I cm 4    | L0 cm | epot | L' cm | hptr cm | Lc cm | k cm 3 |
|--------------------------------|------|------|------|-----------|-------|------|-------|---------|-------|--------|
| Etage<br>5.4.6.7               | 1--2 | 30   | 40   | 160000.00 | 430   | 30   | 400   | 40      | 420   | 380.95 |
|                                | 2--3 | 30   | 40   | 160000.00 | 400   | 30   | 370   | 40      | 390   | 410.26 |
|                                | 3--4 | 30   | 40   | 160000.00 | 300   | 30   | 270   | 40      | 290   | 551.72 |
|                                | 4--5 | 30   | 40   | 160000.00 | 400   | 30   | 370   | 40      | 390   | 410.26 |
|                                | 5--6 | 30   | 40   | 160000.00 | 430   | 30   | 400   | 40      | 420   | 380.95 |
| Etage<br>1.2.3                 | 1--2 | 30   | 40   | 160000.00 | 430   | 35   | 395   | 40      | 415   | 385.54 |
|                                | 2--3 | 30   | 40   | 160000.00 | 400   | 35   | 365   | 40      | 385   | 415.58 |
|                                | 3--4 | 30   | 40   | 160000.00 | 300   | 35   | 265   | 40      | 285   | 561.40 |
|                                | 4--5 | 30   | 40   | 160000.00 | 400   | 35   | 365   | 40      | 385   | 415.58 |
|                                | 5--6 | 30   | 40   | 160000.00 | 430   | 35   | 395   | 40      | 415   | 385.54 |
| Etage<br>S<br>SOL<br>RDC<br>ES | 1--2 | 30   | 40   | 160000.00 | 430   | 40   | 390   | 40      | 410   | 390.24 |
|                                | 2--3 | 30   | 40   | 160000.00 | 400   | 40   | 360   | 40      | 380   | 421.05 |
|                                | 3--4 | 30   | 40   | 160000.00 | 300   | 40   | 260   | 40      | 280   | 571.43 |
|                                | 4--5 | 30   | 40   | 160000.00 | 400   | 40   | 360   | 40      | 380   | 421.05 |
|                                | 5--6 | 30   | 40   | 160000.00 | 430   | 40   | 390   | 40      | 410   | 390.24 |

➤ **K des poutres sens Y-Y :**

|                      |      | b (cm) | H(cm) | I ( cm 4) | L <sub>0</sub> (cm) | e <sub>pot</sub> | L'(cm) | h <sub>ptr</sub> (cm) | L <sub>c</sub> (cm) | k (cm 3) |
|----------------------|------|--------|-------|-----------|---------------------|------------------|--------|-----------------------|---------------------|----------|
| Etage<br>4.5.6.7     | A--B | 30     | 35    | 107187.50 | 350                 | 30               | 320    | 35                    | 337.5               | 317.59   |
|                      | B--C | 30     | 35    | 107187.50 | 400                 | 30               | 370    | 35                    | 387.5               | 276.61   |
|                      | C--D | 30     | 35    | 107187.50 | 350                 | 30               | 320    | 35                    | 337.5               | 317.59   |
|                      | D--E | 30     | 35    | 107187.50 | 350                 | 30               | 320    | 35                    | 337.5               | 317.59   |
|                      | E--F | 30     | 35    | 107187.50 | 400                 | 30               | 370    | 35                    | 387.5               | 276.61   |
|                      | F--G | 30     | 35    | 107187.50 | 400                 | 30               | 370    | 35                    | 387.5               | 276.61   |
| Etage<br>1.2.3.      | A--B | 30     | 35    | 107187.50 | 350                 | 35               | 315    | 35                    | 332.5               | 322.37   |
|                      | B--C | 30     | 35    | 107187.50 | 400                 | 35               | 365    | 35                    | 382.5               | 280.23   |
|                      | C--D | 30     | 35    | 107187.50 | 350                 | 35               | 315    | 35                    | 332.5               | 322.37   |
|                      | D--E | 30     | 35    | 107187.50 | 350                 | 35               | 315    | 35                    | 332.5               | 322.37   |
|                      | E--F | 30     | 35    | 107187.50 | 400                 | 35               | 365    | 35                    | 382.5               | 280.23   |
|                      | F--G | 30     | 35    | 107187.50 | 400                 | 35               | 365    | 35                    | 382.5               | 280.23   |
| S SOL.<br>RDC.<br>ES | A--B | 30     | 35    | 107187.50 | 350                 | 40               | 310    | 35                    | 327.5               | 327.29   |
|                      | B--C | 30     | 35    | 107187.50 | 400                 | 40               | 360    | 35                    | 377.5               | 283.94   |
|                      | C--D | 30     | 35    | 107187.50 | 350                 | 40               | 310    | 35                    | 327.5               | 327.29   |
|                      | D--E | 30     | 35    | 107187.50 | 350                 | 40               | 310    | 35                    | 327.5               | 327.29   |
|                      | E--F | 30     | 35    | 107187.50 | 400                 | 40               | 360    | 35                    | 377.5               | 283.94   |
|                      | F--G | 30     | 35    | 107187.50 | 400                 | 40               | 360    | 35                    | 377.5               | 283.94   |

### II.3 Rigidités des portiques :

La méthode utilisée et la méthode de **MUTO**, celle-ci est basée sur les rigidités des niveaux d'étages dont il propose des formules approchées.

#### a. Calcul des rigidités linéaires :

$$\text{Rigidité linéaire d'un poteau : } K_{\text{pot}} = \frac{I_{\text{pot}}}{h_c}$$

$$\text{Rigidité linéaire d'une poutre : } K_{\text{ptr}} = \frac{I_{\text{ptr}}}{L_c}$$

Avec :

$I_{\text{pot}}$  : Moment d'inertie de poteau.

$I_{\text{ptr}}$  : Moment d'inertie d'une poutre.

$h_c, l_c$  : Hauteur et largeur de calcul .

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} h_{\text{pot}} \leq h_0$$

$$L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{\text{ptr}} \leq L_0$$

$L_0$  : Distance entre axes des poteaux.

$h_0$  : Hauteur entre axes des poutres.

$h_{\text{pot}}$  : hauteur de poteau.

$h_{\text{ptr}}$  : hauteur de poutre.

$\bar{h}$  : Hauteur entre nus des poutres.

$\bar{L}$  : Longueur entre nus des poteaux.

#### b. Calcul des coefficients (rigidités moyennes) :

Cas d'étage courant :

$$\bar{K} = \frac{\sum K_i (\text{poutres sup} + \text{poutres inf})}{2K_{\text{pot}}}$$

Cas de RDC :

$$\bar{K} = \frac{\sum K_i \text{ poutres sup}}{K_{\text{pot}}}$$

#### c. Calcul des coefficients de rigidités des poteaux « a » :

Cas d'étage courant :

$$a_{ij} = \frac{\bar{K}}{2 + K}$$

Cas du RDC : (poteau encastré)

$$a_{ij} = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + K}$$

**d. Calcul des rigidités relatives des portiques par niveau:**

$R_{jx} = \sum r_{ij}$  Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

$R_{jy} = \sum r_{ij}$  Pour chaque niveau dans le sens transversal.

$$r_{ij} = \frac{12 E I}{h_c^3} a_{ij}$$

Avec :

$r_{ij}$  : Rigidité du poteau «i» de niveau «j».

$E$  : module de déformation instantané du béton.

$$E = 32164.2 \text{ MPa} = 321642 \text{ daN/cm}^2$$

$I$  : Moment d'inertie de la section transversale du poteau «i» au niveau «j».

Les résultats de rigidités sont résumés dans les tableaux suivant

**Sens longitudinal :**

| sens YY | h    | kp x10 <sup>-4</sup> | k <sub>poutre</sub> x10 <sup>-4</sup> | M <sub>n</sub> | M <sub>n+1</sub> | E <sub>on</sub> | e <sub>o-1</sub> | E <sub>ϕn</sub> | E <sub>dn</sub> | D <sub>n-1</sub> | D <sub>n</sub> | F <sub>i</sub> | I <sub>e</sub> | Σ Ie       |
|---------|------|----------------------|---------------------------------------|----------------|------------------|-----------------|------------------|-----------------|-----------------|------------------|----------------|----------------|----------------|------------|
| etage 8 | 3.06 | 2.36                 | 3.175                                 | 3.06           | 0                | 401.574803      | 1204.72441       | 1883.65808      | 5763.99373      | 222539.773       | 228303.767     | 44344.2        | 0.19423333     | 0.92607113 |
|         | 3.06 | 2.36                 | 2.766                                 | 3.06           | 0                | 460.954447      | 1382.86334       | 2002.41737      | 6127.39715      | 241343.271       | 247470.668     | 44344.2        | 0.17918972     |            |
|         | 3.06 | 2.36                 | 3.175                                 | 3.06           | 0                | 401.574803      | 1204.72441       | 1883.65808      | 5763.99373      | 222498.266       | 228262.26      | 44344.2        | 0.19426865     |            |
|         | 3.06 | 2.36                 | 3.175                                 | 3.06           | 0                | 401.574803      | 1204.72441       | 1883.65808      | 5763.99373      | 222498.266       | 228262.26      | 44344.2        | 0.19426865     |            |
|         | 3.06 | 2.36                 | 2.766                                 | 3.06           | 0                | 460.954447      | 1382.86334       | 2002.41737      | 6127.39715      | 241343.271       | 247470.668     | 44344.2        | 0.17918972     |            |
|         | 3.06 | 2.36                 | 2.766                                 | 3.06           | 0                | 460.954447      | 1382.86334       | 2002.41737      | 6127.39715      | 241343.271       | 247470.668     | 44344.2        | 0.17918972     |            |
| etage 7 | 3.06 | 2.36                 | 3.175                                 | 6.12           | 3.06             | 1204.72441      | 2007.87402       | 3767.31616      | 11527.9875      | 211011.786       | 222539.773     | 38479.96       | 0.17291273     | 0.82418007 |
|         | 3.06 | 2.36                 | 2.766                                 | 6.12           | 3.06             | 1382.86334      | 2304.77223       | 4004.83474      | 12254.7943      | 229088.477       | 241343.271     | 38479.96       | 0.15944078     |            |
|         | 3.06 | 2.36                 | 3.175                                 | 6.12           | 3.06             | 1204.72441      | 2007.87402       | 3767.31616      | 11527.9875      | 210970.279       | 222498.266     | 38479.96       | 0.17294499     |            |
|         | 3.06 | 2.36                 | 3.175                                 | 6.12           | 3.06             | 1204.72441      | 2007.87402       | 3767.31616      | 11527.9875      | 210970.279       | 222498.266     | 38479.96       | 0.17294499     |            |
|         | 3.06 | 2.36                 | 2.766                                 | 6.12           | 3.06             | 1382.86334      | 2304.77223       | 4004.83474      | 12254.7943      | 229088.477       | 241343.271     | 38479.96       | 0.15944078     |            |
|         | 3.06 | 2.36                 | 2.766                                 | 6.12           | 3.06             | 1382.86334      | 2304.77223       | 4004.83474      | 12254.7943      | 229088.477       | 241343.271     | 38479.96       | 0.15944078     |            |
| etage 6 | 3.06 | 2.36                 | 3.175                                 | 9.18           | 6.12             | 2007.87402      | 2811.02362       | 5650.97424      | 17291.9812      | 193719.805       | 211011.786     | 32652.18       | 0.15474102     | 0.73710511 |
|         | 3.06 | 2.36                 | 2.766                                 | 9.18           | 6.12             | 2304.77223      | 3226.68113       | 6007.2521       | 18382.1914      | 210706.285       | 229088.477     | 32652.18       | 0.14253087     |            |
|         | 3.06 | 2.36                 | 3.175                                 | 9.18           | 6.12             | 2007.87402      | 2811.02362       | 5650.97424      | 17291.9812      | 193678.298       | 210970.279     | 32652.18       | 0.15477147     |            |
|         | 3.06 | 2.36                 | 3.175                                 | 9.18           | 6.12             | 2007.87402      | 2811.02362       | 5650.97424      | 17291.9812      | 193678.298       | 210970.279     | 32652.18       | 0.15477147     |            |
|         | 3.06 | 2.36                 | 2.766                                 | 9.18           | 6.12             | 2304.77223      | 3226.68113       | 6007.2521       | 18382.1914      | 210706.285       | 229088.477     | 32652.18       | 0.14253087     |            |
|         | 3.06 | 2.36                 | 2.766                                 | 9.18           | 6.12             | 2304.77223      | 3226.68113       | 6007.2521       | 18382.1914      | 210706.285       | 229088.477     | 32652.18       | 0.14253087     |            |
| etage 5 | 3.06 | 2.36                 | 3.175                                 | 12.24          | 9.18             | 2811.02362      | 3559.24318       | 7507.1673       | 22971.9319      | 170747.873       | 193719.805     | 26915.6        | 0.13894088     | 0.66113124 |
|         | 3.06 | 2.36                 | 2.766                                 | 12.24          | 9.18             | 3226.68113      | 4095.28908       | 7983.019        | 24428.0381      | 186278.247       | 210706.285     | 26915.6        | 0.1277399      |            |
|         | 3.06 | 2.36                 | 3.175                                 | 12.24          | 9.18             | 2811.02362      | 3559.24318       | 7507.1673       | 22971.9319      | 170706.366       | 193678.298     | 26915.6        | 0.13897066     |            |
|         | 3.06 | 2.36                 | 3.175                                 | 12.24          | 9.18             | 2811.02362      | 3559.24318       | 7507.1673       | 22971.9319      | 170706.366       | 193678.298     | 26915.6        | 0.13897066     |            |
|         | 3.06 | 2.36                 | 2.766                                 | 12.24          | 9.18             | 3226.68113      | 4095.28908       | 7983.019        | 24428.0381      | 186278.247       | 210706.285     | 26915.6        | 0.1277399      |            |
|         | 3.06 | 2.36                 | 2.766                                 | 12.24          | 9.18             | 3226.68113      | 4095.28908       | 7983.019        | 24428.0381      | 186278.247       | 210706.285     | 26915.6        | 0.1277399      |            |
| etage 4 | 3.06 | 4.33                 | 3.224                                 | 15.3           | 12.24            | 3559.24318      | 4350.1861        | 6899.28739      | 21111.8194      | 149636.053       | 170747.873     | 16099.7        | 0.09428932     | 0.44788626 |
|         | 3.06 | 4.33                 | 2.802                                 | 15.3           | 12.24            | 4095.28908      | 5005.35332       | 7494.89395      | 22934.3755      | 163343.871       | 186278.247     | 16099.7        | 0.08642823     |            |
|         | 3.06 | 4.33                 | 3.224                                 | 15.3           | 12.24            | 3559.24318      | 4350.1861        | 6899.28739      | 21111.8194      | 149594.546       | 170706.366     | 16099.7        | 0.09431224     |            |
|         | 3.06 | 4.33                 | 3.224                                 | 15.3           | 12.24            | 3559.24318      | 4350.1861        | 6899.28739      | 21111.8194      | 149594.546       | 170706.366     | 16099.7        | 0.09431224     |            |
|         | 3.06 | 4.33                 | 2.802                                 | 15.3           | 12.24            | 4095.28908      | 5005.35332       | 7494.89395      | 22934.3755      | 163343.871       | 186278.247     | 16099.7        | 0.08642823     |            |
|         | 3.06 | 4.33                 | 2.802                                 | 15.3           | 12.24            | 4095.28908      | 5005.35332       | 7494.89395      | 22934.3755      | 163343.871       | 186278.247     | 16099.7        | 0.08642823     |            |
| etage 3 | 3.06 | 4.33                 | 3.224                                 | 18.36          | 15.3             | 4350.1861       | 5141.12903       | 8279.14487      | 25334.1833      | 124301.87        | 149636.053     | 13774.16       | 0.09205108     | 0.43710615 |
|         | 3.06 | 4.33                 | 2.802                                 | 18.36          | 15.3             | 5005.35332      | 5915.41756       | 8993.87274      | 27521.2506      | 135822.621       | 163343.871     | 13774.16       | 0.08432615     |            |
|         | 3.06 | 4.33                 | 3.224                                 | 18.36          | 15.3             | 4350.1861       | 5141.12903       | 8279.14487      | 25334.1833      | 124260.363       | 149594.546     | 13774.16       | 0.09207662     |            |
|         | 3.06 | 4.33                 | 3.224                                 | 18.36          | 15.3             | 4350.1861       | 5141.12903       | 8279.14487      | 25334.1833      | 124260.363       | 149594.546     | 13774.16       | 0.09207662     |            |
|         | 3.06 | 4.33                 | 2.802                                 | 18.36          | 15.3             | 5005.35332      | 5915.41756       | 8993.87274      | 27521.2506      | 135822.621       | 163343.871     | 13774.16       | 0.08432615     |            |
|         | 3.06 | 4.33                 | 2.802                                 | 18.36          | 15.3             | 5005.35332      | 5915.41756       | 8993.87274      | 27521.2506      | 135822.621       | 163343.871     | 13774.16       | 0.08432615     |            |

## Chapitre IV :

## Contreventement

|          |      |      |       |       |       |            |            |            |            |            |            |          |            |            |
|----------|------|------|-------|-------|-------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|----------|------------|------------|
| etage 2  | 3.06 | 4.33 | 3.224 | 21.42 | 18.36 | 5141.12903 | 5846.83583 | 9616.38428 | 29426.1359 | 94875.7343 | 124301.87  | 11251.13 | 0.09051457 | 0.42957018 |
|          | 3.06 | 4.33 | 2.802 | 21.42 | 18.36 | 5915.41756 | 6736.52695 | 10448.3741 | 31972.0247 | 103850.596 | 135822.621 | 11251.13 | 0.08283694 |            |
|          | 3.06 | 4.33 | 3.224 | 21.42 | 18.36 | 5141.12903 | 5843.26306 | 9614.59789 | 29420.6696 | 94839.6936 | 124260.363 | 11251.13 | 0.0905448  |            |
|          | 3.06 | 4.33 | 3.224 | 21.42 | 18.36 | 5141.12903 | 5843.26306 | 9614.59789 | 29420.6696 | 94839.6936 | 124260.363 | 11251.13 | 0.0905448  |            |
|          | 3.06 | 4.33 | 2.802 | 21.42 | 18.36 | 5915.41756 | 6736.52695 | 10448.3741 | 31972.0247 | 103850.596 | 135822.621 | 11251.13 | 0.08283694 |            |
|          | 3.06 | 4.33 | 2.802 | 21.42 | 18.36 | 5915.41756 | 6736.52695 | 10448.3741 | 31972.0247 | 103850.596 | 135822.621 | 11251.13 | 0.08283694 |            |
| etage 1  | 3.06 | 7.33 | 3.271 | 24.48 | 21.42 | 5846.83583 | 6732.14104 | 9072.57165 | 27762.0693 | 67113.665  | 94875.7343 | 7023.27  | 0.07402599 | 0.3509659  |
|          | 3.06 | 7.33 | 2.839 | 24.48 | 21.42 | 6736.52695 | 7756.54573 | 10029.6196 | 30690.6358 | 73159.9603 | 103850.596 | 7023.27  | 0.0676286  |            |
|          | 3.06 | 7.33 | 3.273 | 24.48 | 21.42 | 5843.26306 | 6728.02729 | 9068.7284  | 27750.3089 | 67089.3847 | 94839.6936 | 7023.27  | 0.07405412 |            |
|          | 3.06 | 7.33 | 3.273 | 24.48 | 21.42 | 5843.26306 | 6728.02729 | 9068.7284  | 27750.3089 | 67089.3847 | 94839.6936 | 7023.27  | 0.07405412 |            |
|          | 3.06 | 7.33 | 2.839 | 24.48 | 21.42 | 6736.52695 | 7756.54573 | 10029.6196 | 30690.6358 | 73159.9603 | 103850.596 | 7023.27  | 0.0676286  |            |
|          | 3.06 | 7.33 | 2.839 | 24.48 | 21.42 | 6736.52695 | 7756.54573 | 10029.6196 | 30690.6358 | 73159.9603 | 103850.596 | 7023.27  | 0.0676286  |            |
| RDC      | 3.89 | 5.7  | 3.271 | 28.37 | 24.48 | 6732.14104 | 7622.54153 | 11325.0021 | 44054.2582 | 23059.4069 | 67113.665  | 3602.49  | 0.05367744 | 0.25509815 |
|          | 3.89 | 5.7  | 2.839 | 28.37 | 24.48 | 7756.54573 | 8782.43513 | 12417.1512 | 48302.7184 | 24857.2419 | 73159.9603 | 3602.49  | 0.04924128 |            |
|          | 3.89 | 5.7  | 3.273 | 28.37 | 24.48 | 6728.02729 | 7617.88369 | 11320.6163 | 44037.1975 | 23052.1872 | 67089.3847 | 3602.49  | 0.05369687 |            |
|          | 3.89 | 5.7  | 3.273 | 28.37 | 24.48 | 6728.02729 | 7617.88369 | 11320.6163 | 44037.1975 | 23052.1872 | 67089.3847 | 3602.49  | 0.05369687 |            |
|          | 3.89 | 5.7  | 2.839 | 28.37 | 24.48 | 7756.54573 | 8782.43513 | 12417.1512 | 48302.7184 | 24857.2419 | 73159.9603 | 3602.49  | 0.04924128 |            |
|          | 3.89 | 5.7  | 2.839 | 28.37 | 24.48 | 7756.54573 | 8782.43513 | 12417.1512 | 48302.7184 | 24857.2419 | 73159.9603 | 3602.49  | 0.04924128 |            |
| sous sol | 3.1  | 7.23 | 3.271 | 31.47 | 28.37 | 7622.54153 | 0          | 7438.51834 | 23059.4069 | 0          | 23059.4069 | 766.45   | 0.03323806 | 0.15898875 |
|          | 3.1  | 7.23 | 2.839 | 31.47 | 28.37 | 8782.43513 | 0          | 8018.46514 | 24857.2419 | 0          | 24857.2419 | 766.45   | 0.03083407 |            |
|          | 3.1  | 7.23 | 3.273 | 31.47 | 28.37 | 7617.88369 | 0          | 7436.18943 | 23052.1872 | 0          | 23052.1872 | 766.45   | 0.03324847 |            |
|          | 3.1  | 7.23 | 3.273 | 31.47 | 28.37 | 7617.88369 | 0          | 7436.18943 | 23052.1872 | 0          | 23052.1872 | 766.45   | 0.03324847 |            |
|          | 3.1  | 7.23 | 2.839 | 31.47 | 28.37 | 8782.43513 | 0          | 8018.46514 | 24857.2419 | 0          | 24857.2419 | 766.45   | 0.03083407 |            |
|          | 3.1  | 7.23 | 2.839 | 31.47 | 28.37 | 8782.43513 | 0          | 8018.46514 | 24857.2419 | 0          | 24857.2419 | 766.45   | 0.03083407 |            |

**Sens transversale**

| sens xx | h    | kp x10 <sup>-4</sup> | k <sub>poutre</sub> x10 <sup>-4</sup> | M <sub>n</sub> | M <sub>n+1</sub> | E <sub>on</sub> | e <sub>o-1</sub> | E <sub>ωn</sub> | E <sub>dn</sub> | D <sub>n-1</sub> | D <sub>n</sub> | F <sub>i</sub> | I <sub>e</sub> | Σ Ie       |
|---------|------|----------------------|---------------------------------------|----------------|------------------|-----------------|------------------|-----------------|-----------------|------------------|----------------|----------------|----------------|------------|
| etage 7 | 3.06 | 2.402                | 3.81                                  | 3.06           | 0                | 334.645669      | 1003.93701       | 1730.90666      | 5296.57438      | 200644.433       | 205941.007     | 44344.2        | 0.21532477     | 1.13518316 |
|         | 3.06 | 2.402                | 4.1                                   | 3.06           | 0                | 310.97561       | 932.926829       | 1683.56654      | 5151.71361      | 193054.156       | 198205.869     | 44344.2        | 0.22372799     |            |
|         | 3.06 | 2.402                | 5.51                                  | 3.06           | 0                | 231.397459      | 694.192377       | 1524.41024      | 4664.69533      | 167828.712       | 172493.408     | 44344.2        | 0.25707765     |            |
|         | 3.06 | 2.402                | 4.1                                   | 3.06           | 0                | 310.97561       | 932.926829       | 1683.56654      | 5151.71361      | 193054.156       | 198205.869     | 44344.2        | 0.22372799     |            |
|         | 3.06 | 2.402                | 3.81                                  | 3.06           | 0                | 334.645669      | 1003.93701       | 1730.90666      | 5296.57438      | 200644.433       | 205941.007     | 44344.2        | 0.21532477     |            |
| etage6  | 3.06 | 2.402                | 3.81                                  | 6.12           | 3.06             | 1003.93701      | 1673.22835       | 3461.81332      | 10593.1488      | 190051.284       | 200644.433     | 48479.9        | 0.24162096     | 1.27434872 |
|         | 3.06 | 2.402                | 4.1                                   | 6.12           | 3.06             | 932.926829      | 1554.87805       | 3367.13308      | 10303.4272      | 182750.729       | 193054.156     | 48479.9        | 0.25112073     |            |
|         | 3.06 | 2.402                | 5.51                                  | 6.12           | 3.06             | 694.192377      | 1156.9873        | 3048.82048      | 9329.39066      | 158499.322       | 167828.712     | 48479.9        | 0.28886535     |            |
|         | 3.06 | 2.402                | 4.1                                   | 6.12           | 3.06             | 932.926829      | 1554.87805       | 3367.13308      | 10303.4272      | 182750.729       | 193054.156     | 48479.9        | 0.25112073     |            |
|         | 3.06 | 2.402                | 3.81                                  | 6.12           | 3.06             | 1003.93701      | 1673.22835       | 3461.81332      | 10593.1488      | 190051.284       | 200644.433     | 48479.9        | 0.24162096     |            |
| etage 5 | 3.06 | 2.402                | 3.81                                  | 9.18           | 6.12             | 1673.22835      | 2342.51969       | 5192.71998      | 15889.7231      | 174161.561       | 190051.284     | 32652.18       | 0.17180721     | 0.90696391 |
|         | 3.06 | 2.402                | 4.1                                   | 9.18           | 6.12             | 1554.87805      | 2176.82927       | 5050.69962      | 15455.1408      | 167295.588       | 182750.729     | 32652.18       | 0.17867059     |            |
|         | 3.06 | 2.402                | 5.51                                  | 9.18           | 6.12             | 1156.9873       | 1619.78221       | 4573.23072      | 13994.086       | 144505.236       | 158499.322     | 32652.18       | 0.20600833     |            |
|         | 3.06 | 2.402                | 4.1                                   | 9.18           | 6.12             | 1554.87805      | 2176.82927       | 5050.69962      | 15455.1408      | 167295.588       | 182750.729     | 32652.18       | 0.17867059     |            |
|         | 3.06 | 2.402                | 3.81                                  | 9.18           | 6.12             | 1673.22835      | 2342.51969       | 5192.71998      | 15889.7231      | 174161.561       | 190051.284     | 32652.18       | 0.17180721     |            |
| etage 4 | 3.06 | 2.402                | 3.81                                  | 12.24          | 9.18             | 2342.51969      | 2980.51948       | 6907.98087      | 21138.4214      | 153023.139       | 174161.561     | 26915.6        | 0.15454386     | 0.81712108 |
|         | 3.06 | 2.402                | 4.1                                   | 12.24          | 9.18             | 2176.82927      | 2765.06024       | 6717.40604      | 20555.2625      | 146740.325       | 167295.588     | 26915.6        | 0.16088649     |            |
|         | 3.06 | 2.402                | 5.51                                  | 12.24          | 9.18             | 1619.78221      | 2045.45455       | 6079.07966      | 18601.9838      | 125903.252       | 144505.236     | 26915.6        | 0.18626038     |            |
|         | 3.06 | 2.402                | 4.1                                   | 12.24          | 9.18             | 2176.82927      | 2765.06024       | 6717.40604      | 20555.2625      | 146740.325       | 167295.588     | 26915.6        | 0.16088649     |            |
|         | 3.06 | 2.402                | 3.81                                  | 12.24          | 9.18             | 2342.51969      | 2980.51948       | 6907.98087      | 21138.4214      | 153023.139       | 174161.561     | 26915.6        | 0.15454386     |            |
| etage 3 | 3.06 | 4.411                | 3.85                                  | 15.3           | 12.24            | 2980.51948      | 3642.85714       | 6202.18933      | 18978.6994      | 134044.44        | 153023.139     | 16099.7        | 0.10521089     | 0.55772652 |
|         | 3.06 | 4.411                | 4.15                                  | 15.3           | 12.24            | 2765.06024      | 3379.51807       | 5962.79018      | 18246.1379      | 128494.187       | 146740.325     | 16099.7        | 0.10971558     |            |
|         | 3.06 | 4.411                | 5.61                                  | 15.3           | 12.24            | 2045.45455      | 2500             | 5163.22829      | 15799.4786      | 110103.773       | 125903.252     | 16099.7        | 0.12787358     |            |
|         | 3.06 | 4.411                | 4.15                                  | 15.3           | 12.24            | 2765.06024      | 3379.51807       | 5962.79018      | 18246.1379      | 128494.187       | 146740.325     | 16099.7        | 0.10971558     |            |
|         | 3.06 | 4.411                | 3.85                                  | 15.3           | 12.24            | 2980.51948      | 3642.85714       | 6202.18933      | 18978.6994      | 134044.44        | 153023.139     | 16099.7        | 0.10521089     |            |
| etage 2 | 3.06 | 4.411                | 3.85                                  | 18.36          | 15.3             | 3642.85714      | 4305.19481       | 7442.6272       | 22774.4392      | 111270.001       | 134044.44      | 13774.16       | 0.10275816     | 0.54501145 |
|         | 3.06 | 4.411                | 4.15                                  | 18.36          | 15.3             | 3379.51807      | 3993.9759        | 7155.34821      | 21895.3655      | 106598.822       | 128494.187     | 13774.16       | 0.10719676     |            |
|         | 3.06 | 4.411                | 5.61                                  | 18.36          | 15.3             | 2500            | 2954.54545       | 6195.87395      | 18959.3743      | 91144.3991       | 110103.773     | 13774.16       | 0.12510162     |            |
|         | 3.06 | 4.411                | 4.15                                  | 18.36          | 15.3             | 3379.51807      | 3993.9759        | 7155.34821      | 21895.3655      | 106598.822       | 128494.187     | 13774.16       | 0.10719676     |            |
|         | 3.06 | 4.411                | 3.85                                  | 18.36          | 15.3             | 3642.85714      | 4305.19481       | 7442.6272       | 22774.4392      | 111270.001       | 134044.44      | 13774.16       | 0.10275816     |            |

## Chapitre IV :

## Contreventement

|          |      |       |      |       |       |            |            |            |            |            |            |          |            |            |
|----------|------|-------|------|-------|-------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|----------|------------|------------|
| etage 1  | 3.06 | 4.411 | 3.85 | 21.42 | 18.36 | 4305.19481 | 4903.84615 | 8651.22191 | 26472.739  | 84797.2618 | 111270.001 | 11251.13 | 0.10111557 | 0.53676701 |
|          | 3.06 | 4.411 | 4.15 | 21.42 | 18.36 | 3993.9759  | 4542.75534 | 8315.06705 | 25444.1052 | 81154.7165 | 106598.822 | 11251.13 | 0.10554648 |            |
|          | 3.06 | 4.411 | 5.61 | 21.42 | 18.36 | 2954.54545 | 3349.38704 | 7198.66768 | 22027.9231 | 69116.476  | 91144.3991 | 11251.13 | 0.12344291 |            |
|          | 3.06 | 4.411 | 4.15 | 21.42 | 18.36 | 3993.9759  | 4542.75534 | 8315.06705 | 25444.1052 | 81154.7165 | 106598.822 | 11251.13 | 0.10554648 |            |
|          | 3.06 | 4.411 | 3.85 | 21.42 | 18.36 | 4305.19481 | 4903.84615 | 8651.22191 | 26472.739  | 84797.2618 | 111270.001 | 11251.13 | 0.10111557 |            |
| etage S  | 3.06 | 7.459 | 3.9  | 24.48 | 21.42 | 4903.84615 | 5646.36752 | 8010.0579  | 24510.7772 | 60286.4846 | 84797.2618 | 7023.27  | 0.08282425 | 0.44034697 |
|          | 3.06 | 7.459 | 4.21 | 24.48 | 21.42 | 4542.75534 | 5230.60174 | 7621.62961 | 23322.1866 | 57832.5299 | 81154.7165 | 7023.27  | 0.08654174 |            |
|          | 3.06 | 7.459 | 5.71 | 24.48 | 21.42 | 3349.38704 | 3856.53824 | 6337.9137  | 19394.0159 | 49722.46   | 69116.476  | 7023.27  | 0.10161499 |            |
|          | 3.06 | 7.459 | 4.21 | 24.48 | 21.42 | 4542.75534 | 5230.60174 | 7621.62961 | 23322.1866 | 57832.5299 | 81154.7165 | 7023.27  | 0.08654174 |            |
|          | 3.06 | 7.459 | 3.9  | 24.48 | 21.42 | 4903.84615 | 5646.36752 | 8010.0579  | 24510.7772 | 60286.4846 | 84797.2618 | 7023.27  | 0.08282425 |            |
| RDC      | 3.89 | 5.781 | 3.9  | 28.37 | 24.48 | 5646.36752 | 6393.16239 | 10109.3112 | 39325.2205 | 20961.2641 | 60286.4846 | 3602.49  | 0.05975618 | 0.31654784 |
|          | 3.89 | 5.781 | 4.21 | 28.37 | 24.48 | 5230.60174 | 5922.40697 | 9666.05057 | 37600.9367 | 20231.5932 | 57832.5299 | 3602.49  | 0.06229176 |            |
|          | 3.89 | 5.781 | 5.71 | 28.37 | 24.48 | 3856.53824 | 4366.60829 | 8201.11948 | 31902.3548 | 17820.1053 | 49722.46   | 3602.49  | 0.07245197 |            |
|          | 3.89 | 5.781 | 4.21 | 28.37 | 24.48 | 5230.60174 | 5922.40697 | 9666.05057 | 37600.9367 | 20231.5932 | 57832.5299 | 3602.49  | 0.06229176 |            |
|          | 3.89 | 5.781 | 3.9  | 28.37 | 24.48 | 5646.36752 | 6393.16239 | 10109.3112 | 39325.2205 | 20961.2641 | 60286.4846 | 3602.49  | 0.05975618 |            |
| sous sol | 3.1  | 7.356 | 3.9  | 31.47 | 28.37 | 6393.16239 | 0          | 6761.69811 | 20961.2641 | 0          | 20961.2641 | 766.45   | 0.03656507 | 0.19190818 |
|          | 3.1  | 7.356 | 4.21 | 31.47 | 28.37 | 5922.40697 | 0          | 6526.3204  | 20231.5932 | 0          | 20231.5932 | 766.45   | 0.03788382 |            |
|          | 3.1  | 7.356 | 5.71 | 31.47 | 28.37 | 4366.60829 | 0          | 5748.42106 | 17820.1053 | 0          | 17820.1053 | 766.45   | 0.04301041 |            |
|          | 3.1  | 7.356 | 4.21 | 31.47 | 28.37 | 5922.40697 | 0          | 6526.3204  | 20231.5932 | 0          | 20231.5932 | 766.45   | 0.03788382 |            |
|          | 3.1  | 7.356 | 3.9  | 31.47 | 28.37 | 6393.16239 | 0          | 6761.69811 | 20961.2641 | 0          | 20961.2641 | 766.45   | 0.03656507 |            |

**Résumé :**

Pourcentage pour chaque système de contreventement, sont résumés dans le tableau suivant :

| Sens         | $I_{\text{moy}} \text{ voile}$ | $I_{\text{moy}} \text{ portique}$ | $I_{\text{total}}$ | Voile % | Portique % |
|--------------|--------------------------------|-----------------------------------|--------------------|---------|------------|
| longitudinal | 9.378                          | 4.32                              | 13.698             | 68.46   | 31.54      |
| Transversal  | 5.009                          | 6.72                              | 11.729             | 42.70   | 57.3       |

**Conclusion**

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux

Type de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé **R=5**

Donc notre système de contreventement **mixte assuré par des voiles et des portiques**

## I. Introduction :

Les tremblements de terre ont présenté depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes.

Cette partie du chapitre consiste donc à analyser et vérifier les exigences du RPA qui sont :

1. Justification du système de contreventement.
2. Le pourcentage de participation de la masse modale
3. L'effort tranchant à la base.
4. Les déplacements
5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
6. L'effort normal réduit.

## II. Méthodes de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage le calcul des forces sismique peut être mené suivant deux méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d'après les règles du RPA99 version 2003(article 4.1.3).

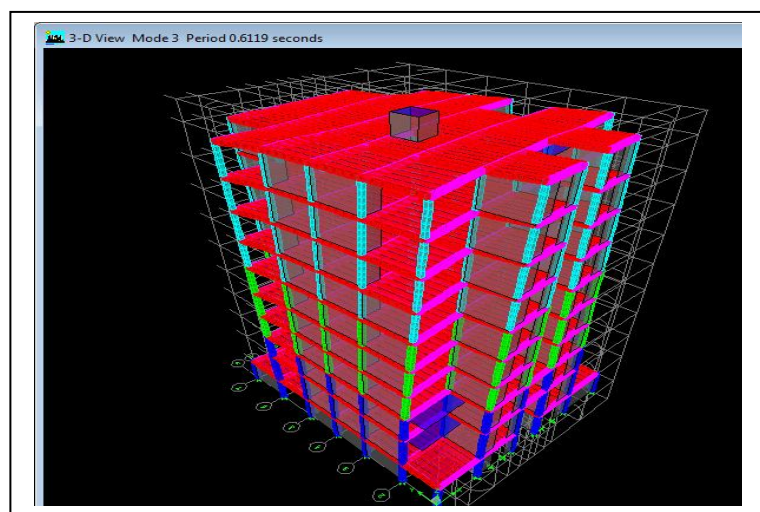
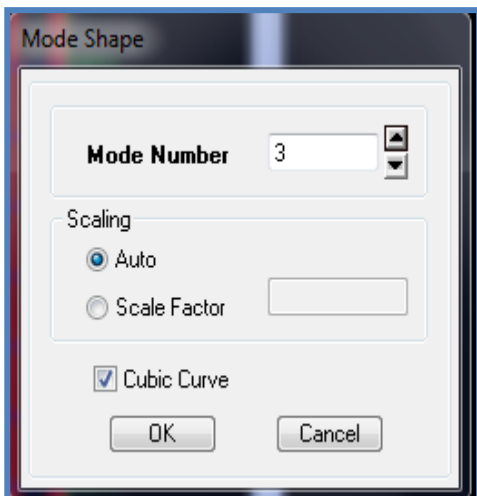
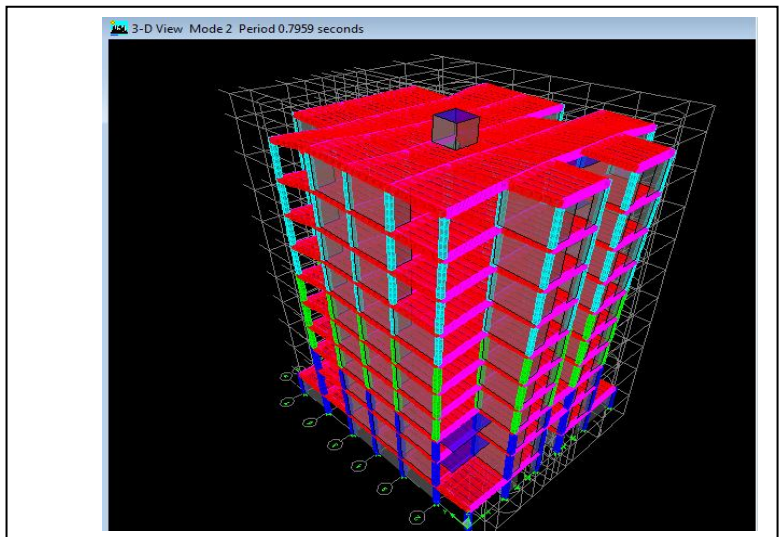
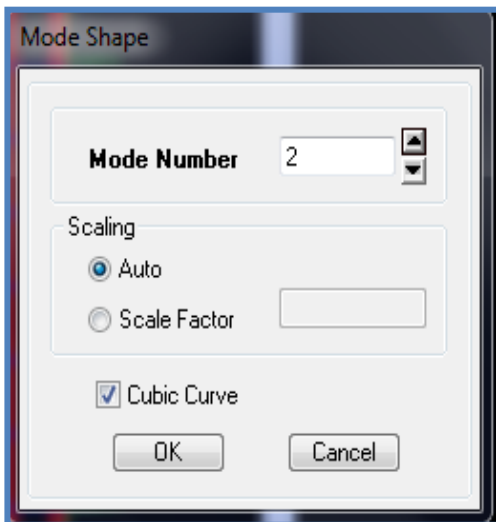
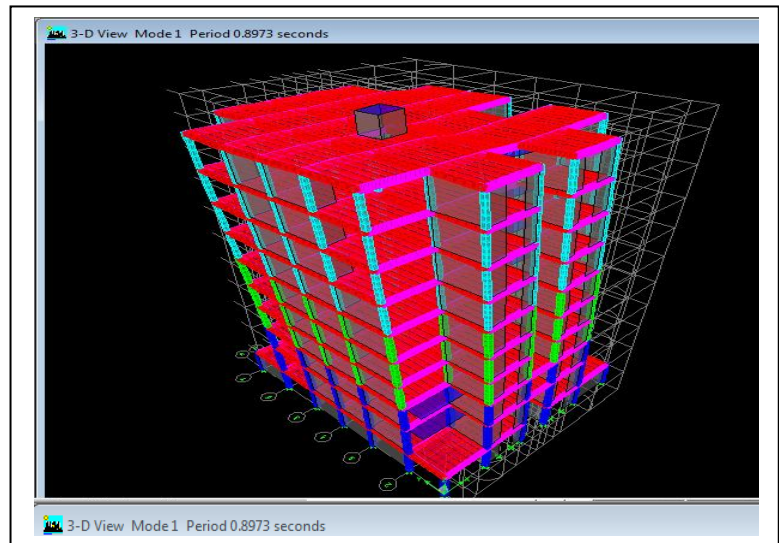
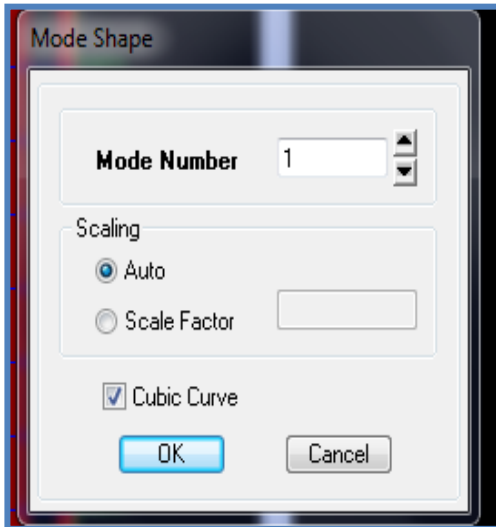
### a) Principe de la méthode :

Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

### b) Définition du spectre de réponse :

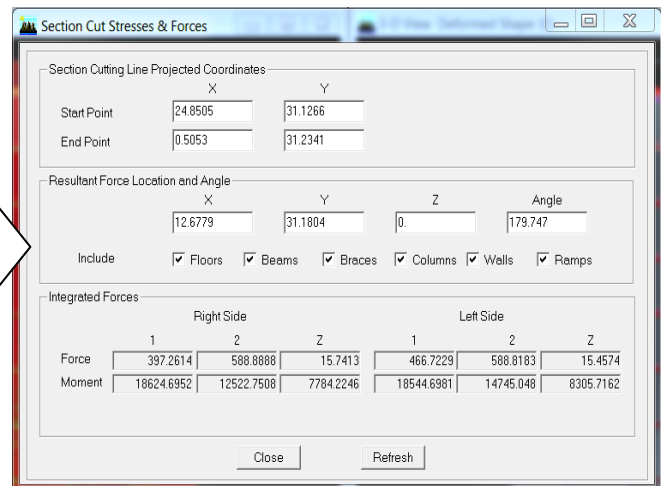
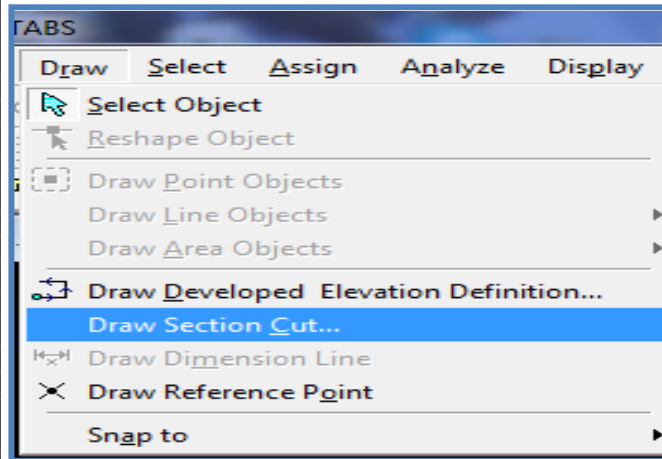
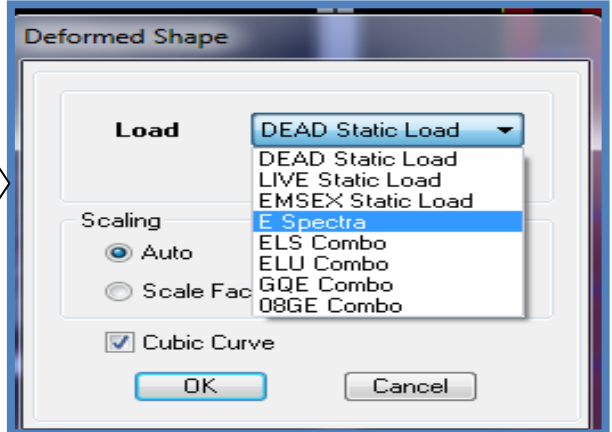
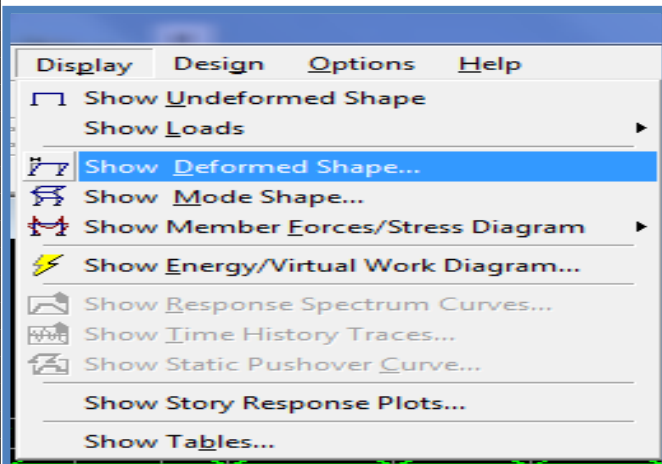
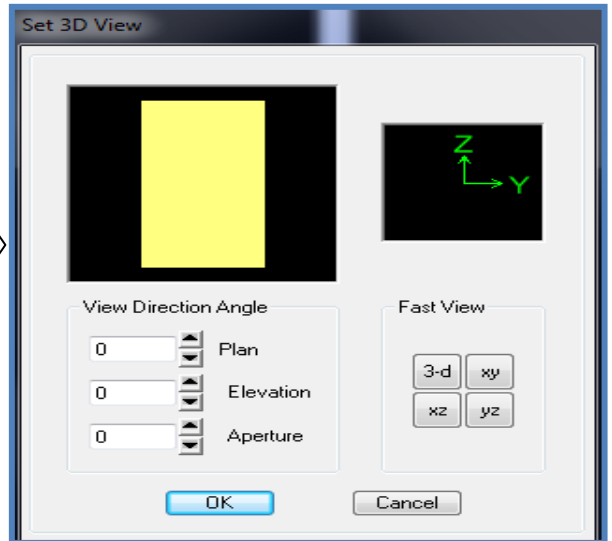
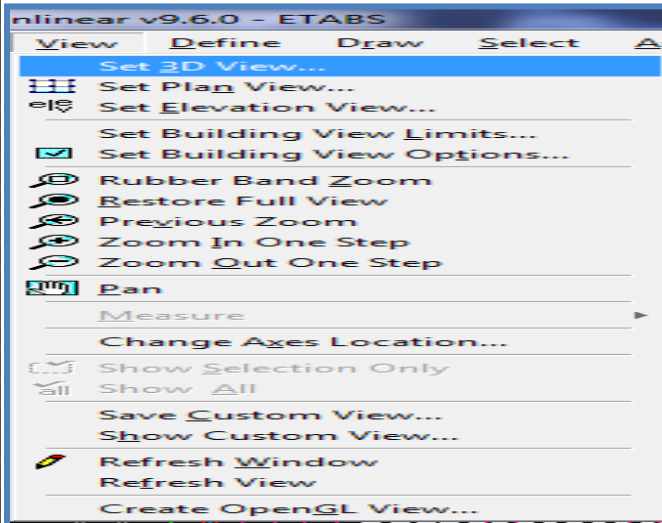
C'est une courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur

Display → Show Mode Shape



1)

2) Type de contreventement (justification du type de contreventement):



Pour avoir l'effort tranchant repris par le portique on décoche toute les cases sauf columns

Pour avoir l'effort tranchant repris par le voile on décoche toute les cases sauf Walls

**a) Les charge horizontales**

On obtient le tableau suivant y :

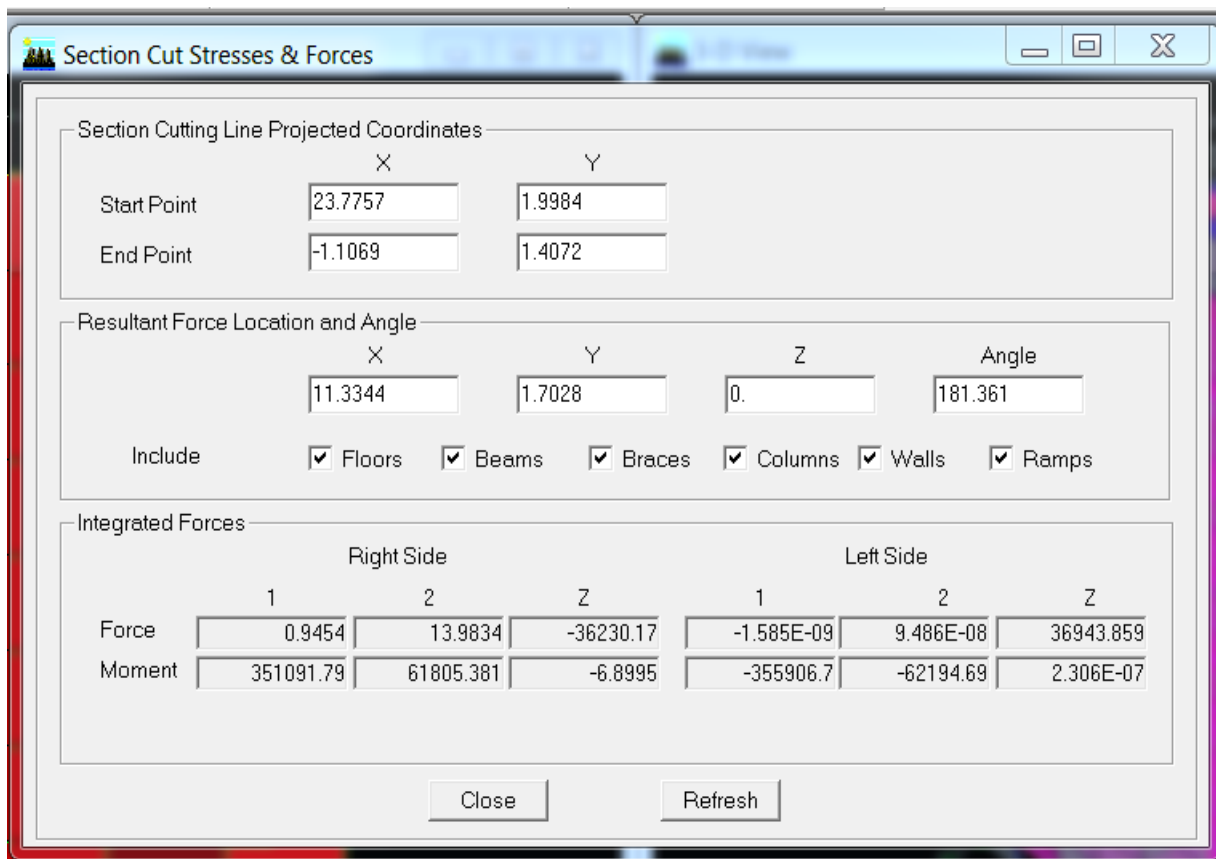
| Etage  | Total | V <sub>Voile</sub> | % Voile    |
|--------|-------|--------------------|------------|
| STORY7 | 397   | 360                | 90.6801008 |
| STORY6 | 816   | 777                | 95.2205882 |
| STORY5 | 1067  | 1024               | 95.9700094 |
| STORY4 | 1281  | 1241               | 96.8774395 |
| STORY3 | 1478  | 1411               | 95.4668471 |
| STORY2 | 1636  | 1573               | 96.1491443 |
| STORY1 | 1782  | 1726               | 96.8574635 |
| E.SER  | 1917  | 1839               | 95.9311424 |
| RDC    | 2021  | 1980               | 97.9713013 |
| S.SOL  | 2062  | 2016               | 97.7691562 |

On obtient le tableau suivant z :

| Etage  | Total | V <sub>Voile</sub> | % Voile    |
|--------|-------|--------------------|------------|
| STORY7 | 588   | 546                | 92.857114  |
| STORY6 | 871   | 836                | 95.9816303 |
| STORY5 | 1141  | 1105               | 96.8448729 |
| STORY4 | 1362  | 1332               | 97.7973568 |
| STORY3 | 1553  | 1505               | 96.909208  |
| STORY2 | 1720  | 1676               | 97.4418605 |
| STORY1 | 1856  | 1817               | 97.8987069 |
| E.SER  | 1985  | 1932               | 97.3299748 |
| RDC    | 2088  | 2061               | 98.7068966 |
| S.SOL  | 2147  | 2118               | 98.6492781 |

**b) Les charges verticales**

Display → Show Deformed Shape → ELU → OK → Draw Draw Section Cut



Effort vertical total  $V=36230.17\text{KN}$

Effort vertical pour le voile  $V=25140.65\text{KN}$

$$\left. \begin{array}{l} 36230.17\text{KN} \longrightarrow 100\% \\ 25140.65\text{KN} \longrightarrow x=69\% \end{array} \right\} \longrightarrow X=69\% > 20\%$$

Donc les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales .

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultants de leurs interactions à tout les niveaux

Type de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé  $R=5$ .

**Conclusion** : notre système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques

**3) Vérification du nombre de mode :**

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure

Displaye → Show Tables → Modal Information → Building Modal Information

Table: Modal Participation Mass Ratios

| Mode | Period   | UX      | UY      | UZ     | SumUX   | SumUY   | SumUZ  | RX     |
|------|----------|---------|---------|--------|---------|---------|--------|--------|
| 1    | 0.897257 | 60.0385 | 7.9934  | 0.0000 | 60.0385 | 7.9934  | 0.0000 | 12.066 |
| 2    | 0.795906 | 8.6771  | 57.7237 | 0.0000 | 68.7156 | 65.7171 | 0.0000 | 85.686 |
| 3    | 0.611898 | 0.2323  | 0.0479  | 0.0000 | 68.9479 | 65.7650 | 0.0000 | 0.063  |
| 4    | 0.229117 | 17.5793 | 0.2644  | 0.0000 | 86.5272 | 66.0293 | 0.0000 | 0.048  |
| 5    | 0.185823 | 0.1257  | 18.8398 | 0.0000 | 86.6529 | 84.8691 | 0.0000 | 1.769  |
| 6    | 0.160747 | 0.2530  | 0.0989  | 0.0000 | 86.9059 | 84.9680 | 0.0000 | 0.005  |
| 7    | 0.156238 | 0.2906  | 0.1716  | 0.0000 | 87.1964 | 85.1396 | 0.0000 | 0.009  |
| 8    | 0.115151 | 0.0001  | 0.0000  | 0.0000 | 87.1965 | 85.1396 | 0.0000 | 0.000  |
| 9    | 0.107926 | 5.3298  | 0.0095  | 0.0000 | 92.5263 | 85.1491 | 0.0000 | 0.001  |
| 10   | 0.086096 | 0.0123  | 6.3505  | 0.0000 | 92.5386 | 91.4996 | 0.0000 | 0.245  |
| 11   | 0.075845 | 0.1346  | 0.4732  | 0.0000 | 92.6731 | 91.9728 | 0.0000 | 0.020  |
| 12   | 0.067582 | 2.6063  | 0.0002  | 0.0000 | 95.2794 | 91.9730 | 0.0000 | 0.000  |
| 13   | 0.061085 | 0.0006  | 0.0000  | 0.0000 | 95.2800 | 91.9730 | 0.0000 | 0.000  |
| 14   | 0.057938 | 0.0001  | 0.0000  | 0.0000 | 95.2801 | 91.9730 | 0.0000 | 0.000  |
| 15   | 0.051508 | 0.0116  | 2.8987  | 0.0000 | 95.2917 | 94.8717 | 0.0000 | 0.044  |
| 16   | 0.048883 | 1.7217  | 0.0039  | 0.0000 | 97.0134 | 94.8756 | 0.0000 | 0.000  |
| 17   | 0.047460 | 0.1820  | 0.3227  | 0.0000 | 97.1954 | 95.1983 | 0.0000 | 0.005  |
| 18   | 0.038725 | 1.4501  | 0.0177  | 0.0000 | 98.6455 | 95.2160 | 0.0000 | 0.000  |
| 19   | 0.037497 | 0.0006  | 1.6483  | 0.0000 | 98.6461 | 96.8644 | 0.0000 | 0.015  |
| 20   | 0.034580 | 0.0401  | 0.2002  | 0.0000 | 98.6551 | 97.1517 | 0.0000 | 0.002  |

La condition du RPA se vérifié au 10<sup>ème</sup> Mode.....condition vérifiée

**4) Vérification L’effort tranchant à la base :**

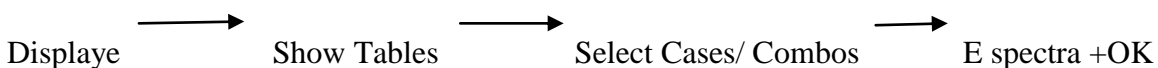
La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (Art 4.3.6 RPA99)

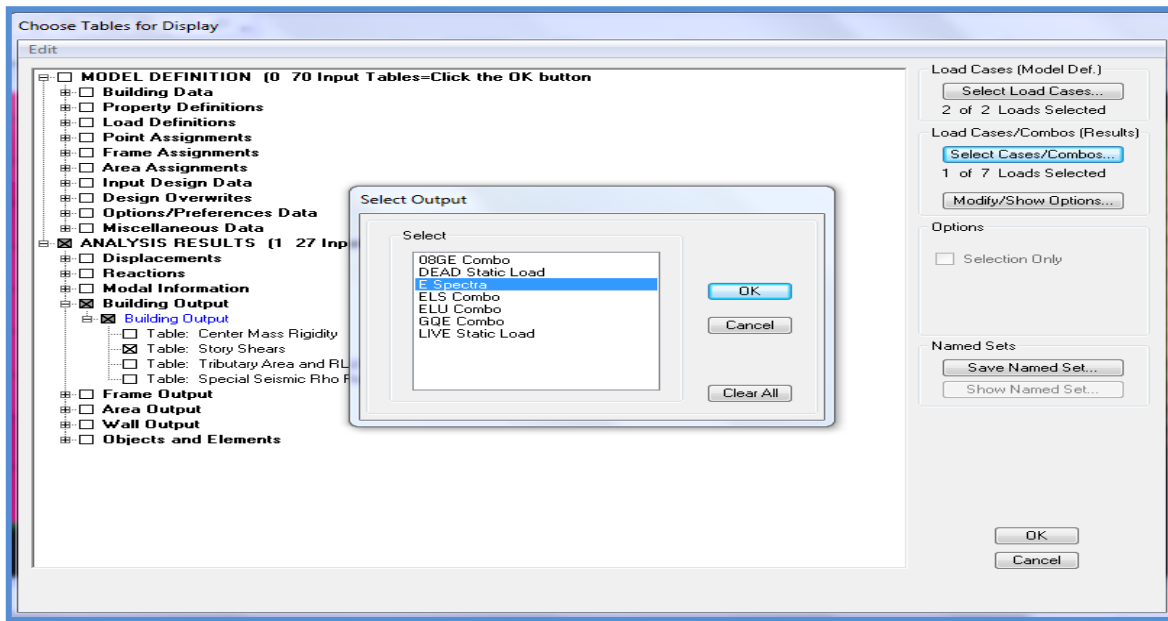
$$V_{base .MSM} \geq 80\%V_{base .MSE}$$

La fore sismique totale  $V$  appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales

**a)  $V_{base.MSM}$  :**

L’effort tranche sous E





Story Shears

|   | Story     | Load | Loc    | P    | VX      | VY      | T         | MX        | MY         |
|---|-----------|------|--------|------|---------|---------|-----------|-----------|------------|
| ▶ | STORY8    | E    | Top    | 0.00 | 9.45    | 5.81    | 105.289   | 0.000     | 0.000      |
|   | STORY8    | E    | Bottom | 0.00 | 9.45    | 5.81    | 105.289   | 10.862    | 17.678     |
|   | STORY7    | E    | Top    | 0.00 | 1102.46 | 563.24  | 16036.614 | 10.862    | 17.678     |
|   | STORY7    | E    | Bottom | 0.00 | 1102.46 | 563.24  | 16036.614 | 1732.832  | 3390.797   |
|   | STORY6    | E    | Top    | 0.00 | 1905.64 | 963.96  | 27519.328 | 1732.832  | 3390.797   |
|   | STORY6    | E    | Bottom | 0.00 | 1905.64 | 963.96  | 27519.328 | 4655.154  | 9170.094   |
|   | STORY5    | E    | Top    | 0.00 | 2527.22 | 1275.09 | 36353.100 | 4655.154  | 9170.094   |
|   | STORY5    | E    | Bottom | 0.00 | 2527.22 | 1275.09 | 36353.100 | 8473.328  | 16751.525  |
|   | STORY4    | E    | Top    | 0.00 | 3031.86 | 1531.69 | 43642.635 | 8473.328  | 16751.525  |
|   | STORY4    | E    | Bottom | 0.00 | 3031.86 | 1531.69 | 43642.635 | 13010.842 | 25742.906  |
|   | STORY3    | E    | Top    | 0.00 | 3462.75 | 1750.07 | 49984.393 | 13010.842 | 25742.906  |
|   | STORY3    | E    | Bottom | 0.00 | 3462.75 | 1750.07 | 49984.393 | 18154.888 | 35885.850  |
|   | STORY2    | E    | Top    | 0.00 | 3841.34 | 1934.06 | 55681.556 | 18154.888 | 35885.850  |
|   | STORY2    | E    | Bottom | 0.00 | 3841.34 | 1934.06 | 55681.556 | 23801.885 | 47004.408  |
|   | STORY1    | E    | Top    | 0.00 | 4174.38 | 2086.82 | 60828.479 | 23801.885 | 47004.408  |
|   | STORY1    | E    | Bottom | 0.00 | 4174.38 | 2086.82 | 60828.479 | 29860.229 | 58968.756  |
|   | E SERVICE | E    | Top    | 0.00 | 4481.58 | 2220.07 | 65563.891 | 29860.229 | 58968.756  |
|   | E SERVICE | E    | Bottom | 0.00 | 4481.58 | 2220.07 | 65563.891 | 36264.940 | 71698.650  |
|   | RDC       | E    | Top    | 0.00 | 4734.37 | 2325.38 | 69692.777 | 36264.940 | 71698.650  |
|   | RDC       | E    | Bottom | 0.00 | 4734.37 | 2325.38 | 69692.777 | 44780.035 | 88775.446  |
|   | SSOL      | E    | Top    | 0.00 | 4887.54 | 2389.47 | 72414.467 | 44780.035 | 88775.446  |
|   | SSOL      | E    | Bottom | 0.00 | 4887.54 | 2389.47 | 72414.467 | 51760.256 | 102874.819 |

| Story   | VX(t)   | VY(t)   |
|---------|---------|---------|
| STORY 1 | 4887.54 | 2389.47 |

**b)  $V_{base.MSE}$**

D'après RPA99 la force sismique totale  $V$  qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule

$$V_{base.MSE} = \frac{ADQ}{R} W_T \quad (4.1 \text{ RPA99})$$

➤  $A$ : coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1 RPA99)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe 2} \\ \text{III} \end{array} \right\} A=0.25$$

➤  $D$  : facteur d'amplification dynamique moyen

Il dépend de la période  $T$  du bâtiment, de l'amortissement  $\xi$  et de la période  $T_2$  associée au site sa valeur est calculer par l'une des trois(03) équations

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3 \end{cases}$$

Avec :

$\eta$ :facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7 \quad \eta=0.76 \rightarrow$$

$\xi$ :pourcentage d'amortissement critique en fonction des remplissages pour un voile en BA, mur en maçonner  $\xi=10\%$

➤  $T_2$ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

|          |     |     |     |     |
|----------|-----|-----|-----|-----|
| Site     | S1  | S2  | S3  | S4  |
| $T_2(s)$ | 0.3 | 0.4 | 0.5 | 0.7 |

→  $T_2=0.5$

➤ Estimation de la période fondamentale  $T$  :

le RPA 2003 donne une formule empirique suivent :  $T = C_T h_n^{\frac{3}{4}}$  (4-6 RPA2003)

Avec :

$h_n$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau  $h_n=33.34m$

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage et donné par le tableau (4.6.RPA99)  $C_T = 0.05$

$$\text{Donc } T = 0.05 \times 33.34^{\frac{3}{4}} = 0.69S$$

$$T = 1.3 \times 0.69 = 0.90S$$

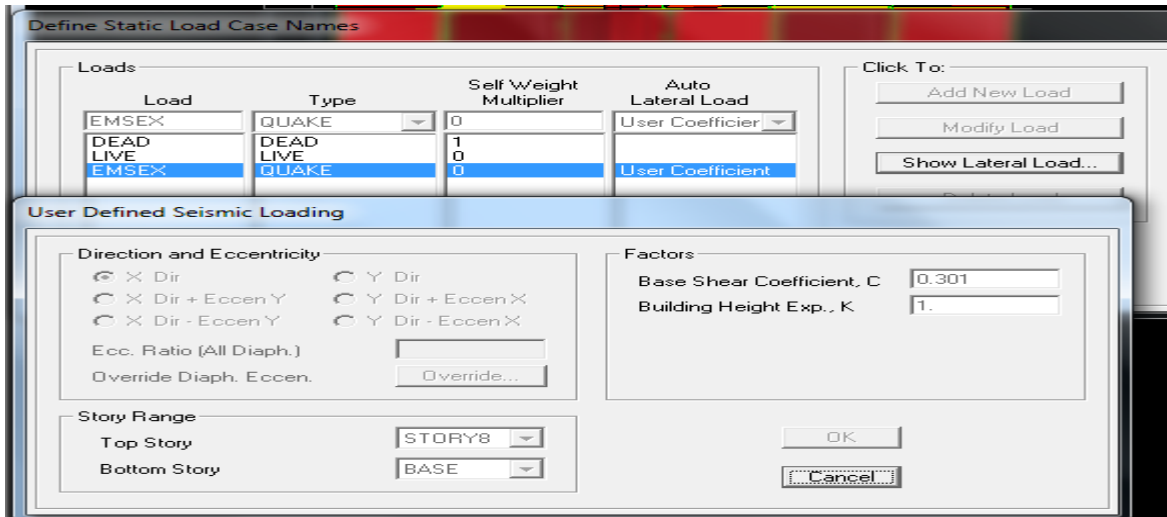
$$\text{Donc la valeur de } D \quad T_2 = 0.5S < T = 0.90 < 3S$$

$$\text{Donc la valeur de } D \text{ est : } D = 3.67$$

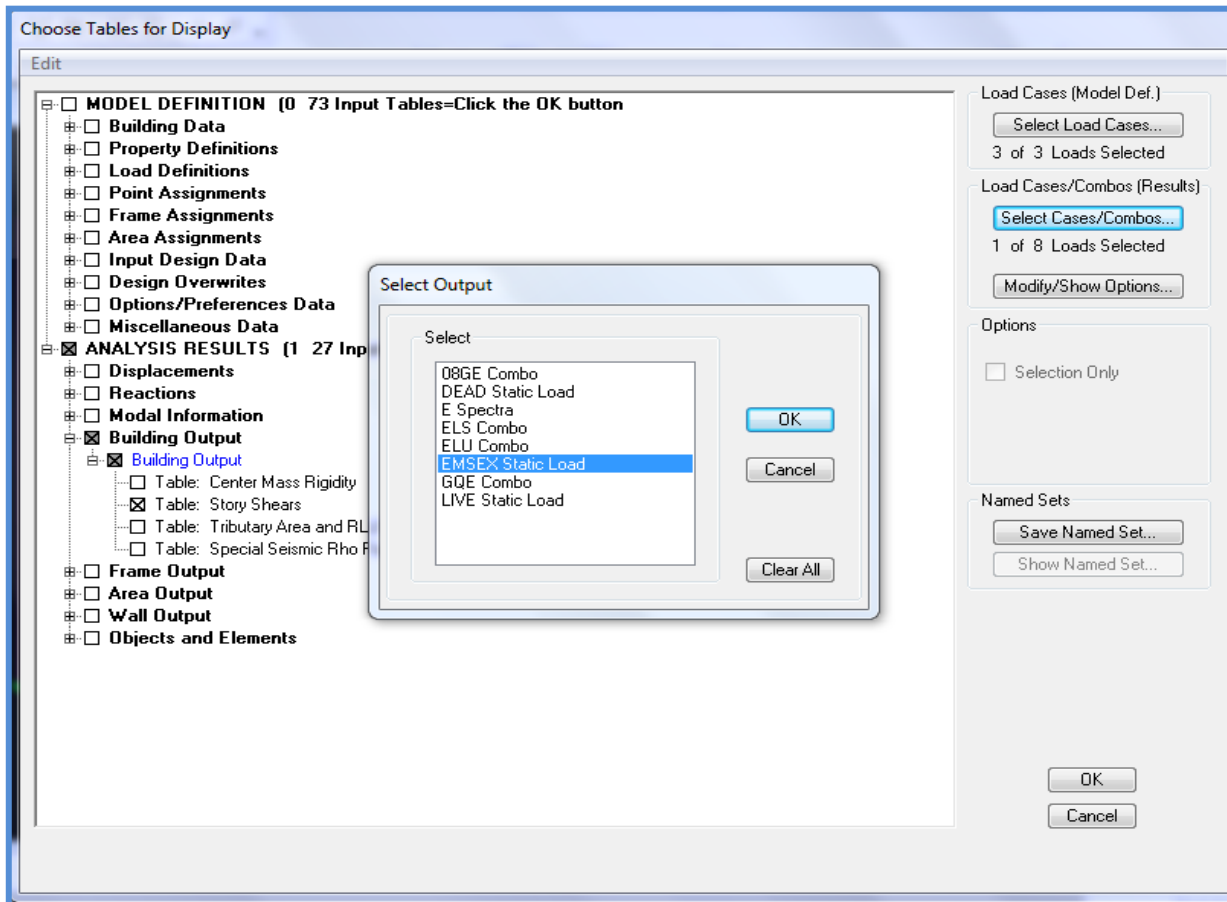
➤  $R$  : coefficient de comportement de la structure (Tableau 4-3). Il est selon le système de contreventement pour  $R=5$  (mixte portique /voiles).

$$V_{\text{base MSE}} = \frac{ADQ}{R} W = \frac{0.25 \times 3.67 \times 1.20}{5} W = 0.220W$$

Define → static load cases → Modify Lateral Load



Analyze → Run Analysis → Display → Show Tables



**Vérification :**

$$\left. \begin{aligned} V_x(\text{MSM}) &= 4887.54\text{KN} > 80\% V_x = 4861.87\text{KN} \\ V_y(\text{MSM}) &= 2389.47\text{KN} > 80\% V_y = 0\text{KN} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

5) Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit

$$\delta_K = R\delta_{eK} < 0.01 h \quad (4-19 \text{ RPA99 VERSION 2003})$$

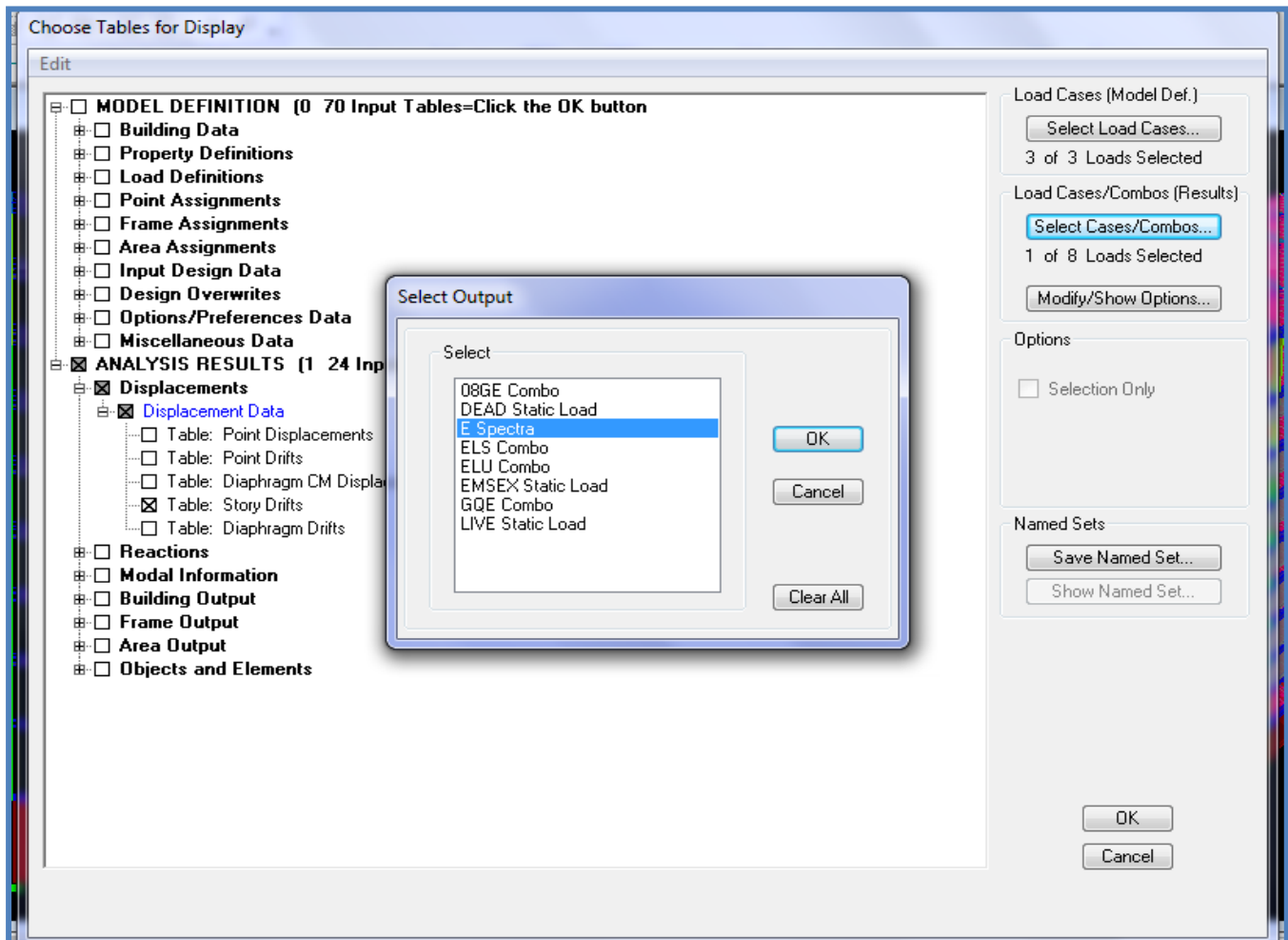
h : hauteur d'étage

$\delta_K$  : Déplacement du aux forces sismique

R: Coefficient de comportement

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel **ETABS**.

Display  $\longrightarrow$  Show Tables



| Story  | DriftX   | DriftY   | DriftX.R      | DriftY.R      | $\Delta X$    | $\Delta Y$    | 1%h    | verification |
|--------|----------|----------|---------------|---------------|---------------|---------------|--------|--------------|
| STORY8 | 0.003117 | 0.001773 | 0.010909<br>5 | 0.006205<br>5 | 0.001484      | 0.001039<br>5 | 0.0306 | verifiee     |
| STORY7 | 0.003541 | 0.00207  | 0.012393<br>5 | 0.007245      | 0.00091       | 0.000119      | 0.0306 | verifiee     |
| STORY6 | 0.003801 | 0.002104 | 0.013303<br>5 | 0.007364      | 0.000731<br>5 | 0.000084      | 0.0306 | verifiee     |
| STORY5 | 0.00401  | 0.00208  | 0.014035      | 0.00728       | 0.000451<br>5 | 0.000077      | 0.0306 | verifiee     |
| STORY4 | 0.004139 | 0.002058 | 0.014486<br>5 | 0.007203      | 0.000049      | 0.000157<br>5 | 0.0306 | verifiee     |
| STORY3 | 0.004153 | 0.002013 | 0.014535<br>5 | 0.007045<br>5 | 0.000388<br>5 | 0.000364      | 0.0306 | verifiee     |
| STORY2 | 0.004042 | 0.001909 | 0.014147      | 0.006681<br>5 | 0.000924      | 0.000633<br>5 | 0.0306 | verifiee     |
| STORY1 | 0.003778 | 0.001728 | 0.013223      | 0.006048      | 0.001589      | 0.000941<br>5 | 0.0306 | verifiee     |
| E .SER | 0.003324 | 0.001459 | 0.011634      | 0.005106<br>5 | 0.00273       | 0.001522<br>5 | 0.0306 | verifiee     |
| RDC    | 0.002544 | 0.001024 | 0.008904      | 0.003584      | 0.004739      | 0.002152<br>5 | 0.0389 | verifiee     |
| SSOL   | 0.00119  | 0.000409 | 0.004165      | 0.001431<br>5 | 0.004165      | 0.001431<br>5 | 0.031  | verifiee     |

Conclusion : le déplacement horizontal à chaque niveau de la structure est vérifié

### 6) Vérification de l'effet P- $\Delta$ :

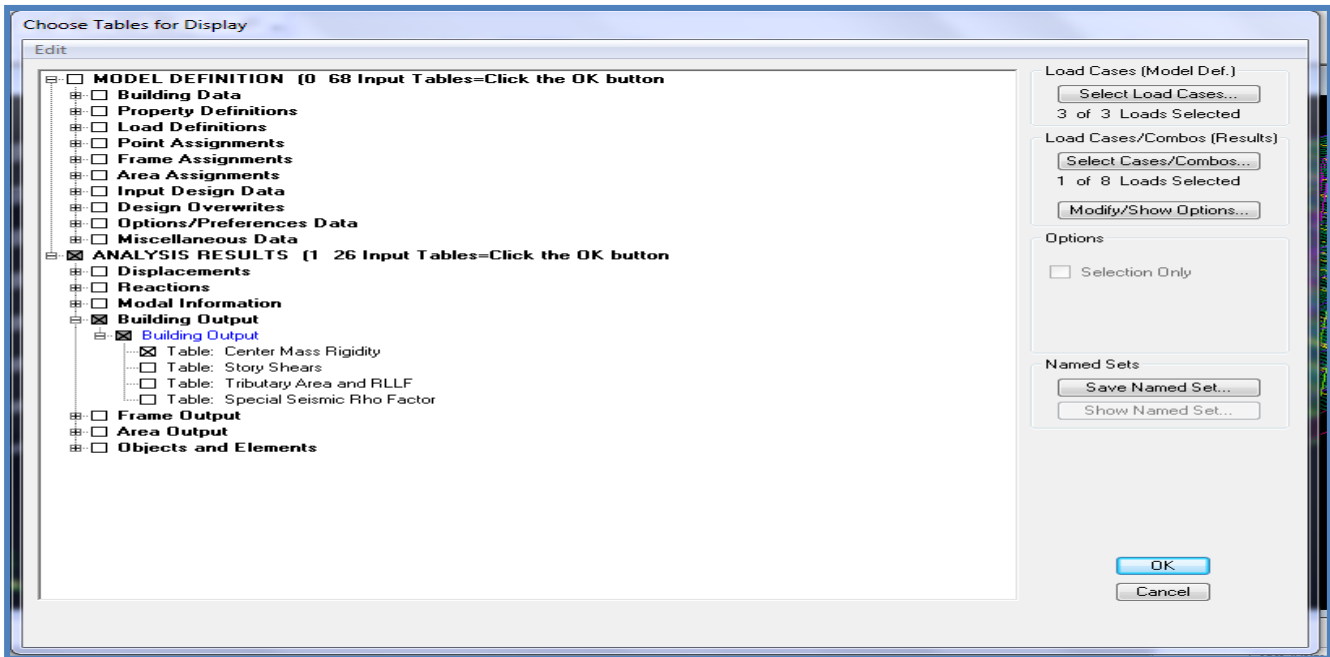
Il faut calculer le coefficient  $\theta = \frac{\Delta \times p}{h \times v}$  (5.9 RPA99 VERSION 2003)

- Si  $\theta_k < 0,10$  : l'effet de 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés.

P: poids total de la structure

V: effort tranchant à l'étage considéré

H : hauteur de l'étage.       $\Delta$  : le déplacement



Center Mass Rigidity

Edit View

|  | Story     | Diaphragm | MassX    | MassY    | XCM   | YCM    | CumMassX | CumMassY | XCCM  | YCCM   | XCR   | YCR    |
|--|-----------|-----------|----------|----------|-------|--------|----------|----------|-------|--------|-------|--------|
|  | SSOL      | D1        | 241.9846 | 241.9846 | 9.224 | 11.134 | 241.9846 | 241.9846 | 9.224 | 11.134 | 9.649 | 9.282  |
|  | RDC       | D2        | 219.0007 | 219.0007 | 9.501 | 11.329 | 219.0007 | 219.0007 | 9.501 | 11.329 | 9.579 | 9.681  |
|  | E SERVICE | D3        | 212.3546 | 212.3546 | 9.485 | 11.126 | 212.3546 | 212.3546 | 9.485 | 11.126 | 9.444 | 9.910  |
|  | STORY1    | D4        | 197.1106 | 197.1106 | 9.462 | 11.422 | 197.1106 | 197.1106 | 9.462 | 11.422 | 9.383 | 10.056 |
|  | STORY2    | D5        | 197.1106 | 197.1106 | 9.462 | 11.422 | 197.1106 | 197.1106 | 9.462 | 11.422 | 9.392 | 10.225 |
|  | STORY3    | D6        | 196.6289 | 196.6289 | 9.461 | 11.423 | 196.6289 | 196.6289 | 9.461 | 11.423 | 9.426 | 10.402 |
|  | STORY4    | D7        | 195.2400 | 195.2400 | 9.476 | 11.405 | 195.2400 | 195.2400 | 9.476 | 11.405 | 9.471 | 10.581 |
|  | STORY5    | D8        | 194.2454 | 194.2454 | 9.492 | 11.387 | 194.2454 | 194.2454 | 9.492 | 11.387 | 9.535 | 10.767 |
|  | STORY6    | D9        | 194.2454 | 194.2454 | 9.492 | 11.387 | 194.2454 | 194.2454 | 9.492 | 11.387 | 9.634 | 10.930 |
|  | STORY7    | D10       | 194.3766 | 194.3766 | 9.560 | 11.356 | 194.3766 | 194.3766 | 9.560 | 11.356 | 9.758 | 11.069 |
|  | STORY8    | D11       | 1.4019   | 1.4019   | 7.287 | 10.025 | 1.4019   | 1.4019   | 7.287 | 10.025 | 6.111 | 10.127 |

Suivant le sens X :

| Story        | P(t)      | $\Delta X(m)$ | VX      | h    | $\theta$      |
|--------------|-----------|---------------|---------|------|---------------|
| STORY8       | 1.4019    | 0.001484      | 9.45    | 3.06 | 0.0000719445  |
| STORY7       | 195.7785  | 0.00091       | 1102.46 | 3.06 | 0.0000528107  |
| STORY6       | 390.0239  | 0.0007315     | 1905.64 | 3.06 | 0.0000489264  |
| STORY5       | 584.2693  | 0.0004515     | 2527.22 | 3.06 | 0.0000341119  |
| STORY4       | 779.5093  | 0.000049      | 3031.86 | 3.06 | 0.00000411706 |
| STORY3       | 976.1382  | 0.0003885     | 3462.75 | 3.06 | 0.0000357898  |
| STORY2       | 1173.2488 | 0.000924      | 3841.34 | 3.06 | 0.00009.2227  |
| STORY1       | 1370.3594 | 0.001589      | 4174.38 | 3.06 | 0.000170469   |
| E<br>SERVICE | 1582.714  | 0.00273       | 4481.58 | 3.06 | 0.000315074   |
| RDC          | 1801.7147 | 0.004739      | 4734.37 | 3.89 | 0.000463619   |
| SSOL         | 2043.6993 | 0.004165      | 4887.54 | 3.1  | 0.000561798   |

Suivant le sens Y:

| Story     | P(t)      | $\Delta Y$ | vy      | h    | $\theta$    |
|-----------|-----------|------------|---------|------|-------------|
| STORY8    | 1.4019    | 0.0010395  | 5.81    | 3.06 | 0.000081968 |
| STORY7    | 195.7785  | 0.000119   | 563.24  | 3.06 | 0.000013518 |
| STORY6    | 390.0239  | 0.000084   | 963.96  | 3.06 | 0.000011107 |
| STORY5    | 584.2693  | 0.000077   | 1275.09 | 3.06 | 0.00001.153 |
| STORY4    | 779.5093  | 0.0001575  | 1531.69 | 3.06 | 0.000026194 |
| STORY3    | 976.1382  | 0.000364   | 1750.07 | 3.06 | 0.000066349 |
| STORY2    | 1173.2488 | 0.0006335  | 1934.06 | 3.06 | 0.00012559  |
| STORY1    | 1370.3594 | 0.0009415  | 2086.82 | 3.06 | 0.00020205  |
| E SERVICE | 1582.714  | 0.0015225  | 2220.07 | 3.06 | 0.00035471  |
| RDC       | 1801.7147 | 0.0021525  | 2325.38 | 3.06 | 0.00042873  |
| SSOL      | 2043.6993 | 0.0014315  | 2389.47 | 3.89 | 0.00039495  |

On constate que l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure

**7) Effort normal réduit :**

On entend effort normale réduit, le rapport

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \text{ (7.1.3.RPA99 VERSION 2003)}$$

$B_c$  : section du poteau.

$N_d$  : effort normal max dans les poteaux sous : **(0.8G+E et G + Q ± E)**

$f_{c28}$  : La résistance caractéristique du béton

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{1020.02}{40 \times 40 \times 25} = 0.025 \leq 0.3$$

**8) Conclusions.**

Par suite des résultats obtenus dans cette étude, toutes les exigences du RPA sont vérifiées, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différentes sollicitations, tel que le séisme après un ferrailage correct.

On peut donc passer à l'étape du ferrailage.

## 1-FERRAILAGE DES POUTRES

### I. Introduction :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS en tenant compte des efforts donnés par l'ETABS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

### II. Recommandations et exigences du RPA99 révisé en 2003 et du BAEL 91 pour la zone III:

#### a) Armature longitudinales (Art 7.5.2.1 /RPA99):

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur la longueur de la poutre est de 0.5% b h
- Le pourcentage maximal est de :
  - 4% en zone courante

6% en zone de recouvrement

| Poutres     | Section (cm <sup>2</sup> ) | Pourcentage minimal<br>$A_{min}=0.5\% b h$ (cm <sup>2</sup> ) | Pourcentage maximal (cm <sup>2</sup> )    |                                    |
|-------------|----------------------------|---|---|------------------------------------|
|             |                            |   | Zone de recouvrement<br>$A_{max}=6\% b h$ | Zone courante<br>$A_{max}=4\% b h$ |
| Principales | 30x40                      | 6   | 72  | 48                                 |
| Secondaires | 30x35                      | 5.25  | 63  | 42                                 |

- La longueur de recouvrement est de  $50\phi$  (Zone III).
- L'ancrage des armatures longitudinal supérieur et inférieur dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets de  $90^\circ$ .

### III. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 /RPA99) :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit

$$\text{En zone nodale } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$$

En zone de recouvrement  $S'_t \leq \frac{h}{2}$

Avec :

$\phi$ : le plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

#### IV. Procédure du calcul :

Dans le cas d'une flexion simple, la détermination de la section d'armature se fait en suivant les étapes suivantes :

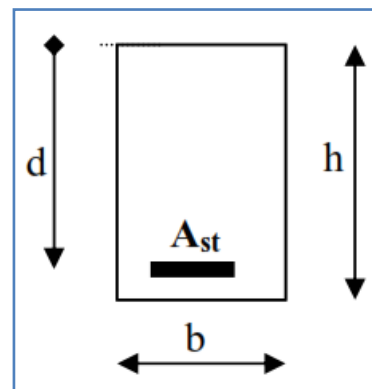
$A_s$  : Section d'armatures tendues

$A'_s$  : Section d'armatures comprimées

➤ Calcul du moment réduit :

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

Avec :  $f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$ .



➤  $\mu \leq 0.392$  la section est simplement armée (SSA) :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

➤  $\mu \geq 0.392$  la section est doublement armée (SDA) :

- $M_1 = \mu_1 b d^2 f_{bc}$  avec  $\mu_1 = 0.392$

- $\Delta M = M_u - M_1$

- $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

- $A = \frac{M_1}{\beta_1 d \bar{\sigma}_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \bar{\sigma}_s}$

- $A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \bar{\sigma}_s}$

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants :

**1. Ferraillage des poutres principales (30x40) cm<sup>2</sup> :**

➤ **Armatures en travées :**

| Niveaux  | Mu (kn.m) | $\mu$  | $\mu_1$ | OBS | $\beta$ | A (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adopte</sub> | Ferraillage |
|----------|-----------|--------|---------|-----|---------|----------------------|-------------------------------------|---------------------|-------------|
| 7        | 30.459    | 0.0394 | 0.392   | SSA | 0.980   | 2.10                 | 6                                   | 4.62                | 3HA14       |
| 6        | 30.373    | 0.0393 |         | SSA | 0.980   | 2.09                 |                                     |                     |             |
| 5        | 30.354    | 0.0393 |         | SSA | 0.980   | 2.09                 |                                     |                     |             |
| 4        | 29.426    | 0.0381 |         | SSA | 0.981   | 2.03                 |                                     |                     |             |
| 3        | 28.616    | 0.0370 |         | SSA | 0.981   | 1.97                 |                                     |                     |             |
| 2        | 28.045    | 0.0363 |         | SSA | 0.982   | 1.93                 |                                     |                     |             |
| 1        | 27.726    | 0.0359 |         | SSA | 0.982   | 1.91                 |                                     |                     |             |
| ETSER    | 32.01     | 0.0414 |         | SSA | 0.979   | 2.21                 |                                     |                     |             |
| RDC      | 30.566    | 0.0395 |         | SSA | 0.980   | 2.11                 |                                     |                     |             |
| SOUS SOL | 39.368    | 0.0509 |         | SSA | 0.974   | 2.73                 |                                     |                     |             |

➤ **Armature aux appuis :**

| Niveaux | Mu (kn.m) | $\mu$  | $\mu_1$ | OBS | $\beta$ | A (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adopte</sub> | Ferraillage |
|---------|-----------|--------|---------|-----|---------|----------------------|-------------------------------------|---------------------|-------------|
| 7       | 58.8      | 0.076  | 0.392   | SSA | 0.960   | 4.14                 | 6                                   | 4.62                | 3HA14       |
| 6       | 62.915    | 0.0814 |         | SSA | 0.958   | 4.44                 |                                     |                     |             |
| 5       | 57.685    | 0.0746 |         | SSA | 0.961   | 4.06                 |                                     |                     |             |
| 4       | 58.153    | 0.0752 |         | SSA | 0.961   | 4.09                 |                                     |                     |             |
| 3       | 53.561    | 0.0693 |         | SSA | 0.964   | 3.75                 |                                     |                     |             |
| 2       | 52.238    | 0.0676 |         | SSA | 0.965   | 3.66                 |                                     |                     |             |
| 1       | 49.125    | 0.0635 |         | SSA | 0.967   | 3.43                 |                                     |                     |             |
| ETSER   | 50.639    | 0.0655 |         | SSA | 0.966   | 3.54                 |                                     |                     |             |
| RDC     | 47.878    | 0.0619 |         | SSA | 0.968   | 3.34                 |                                     |                     |             |
| SOUSSOL | 55.578    | 0.0719 |         | SSA | 0.963   | 3.90                 |                                     |                     |             |

**2. Ferraillage des poutres secondaires (30x35) cm<sup>2</sup>:**

➤ **Armatures en travées :**

| Niveaux  | M <sub>u</sub> (kn.m) | $\mu$  | $\mu_1$ | OBS | $\beta$ | A(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adopte</sub> | Ferraillage |
|----------|-----------------------|--------|---------|-----|---------|---------------------|-------------------------------------|---------------------|-------------|
| 7        | 27.042                | 0.0502 | 0.392   | SSA | 0.974   | 2.10                | 5.25                                | 3.39                | 3HA12       |
| 6        | 27.665                | 0.0514 |         | SSA | 0.974   | 2.15                |                                     |                     |             |
| 5        | 24.9                  | 0.0463 |         | SSA | 0.976   | 1.93                |                                     |                     |             |
| 4        | 22.381                | 0.0416 |         | SSA | 0.979   | 1.73                |                                     |                     |             |
| 3        | 20.047                | 0.0372 |         | SSA | 0.981   | 1.55                |                                     |                     |             |
| 2        | 18.516                | 0.0344 |         | SSA | 0.982   | 1.43                |                                     |                     |             |
| 1        | 154.78                | 0.0288 |         | SSA | 0.985   | 1.19                |                                     |                     |             |
| ET       | 29.842                | 0.0554 |         | SSA | 0.971   | 2.33                |                                     |                     |             |
| RDC      | 22.497                | 0.0418 |         | SSA | 0.979   | 1.74                |                                     |                     |             |
| SOUS SOL | 6.116                 | 0.0114 |         | SSA | 0.994   | 0.74                |                                     |                     |             |

➤ Armature aux appuis :

| Niveaux | Mu (kn.m) | $\mu$  | $\mu_l$ | OBS | $\beta$ | A (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adopte</sub> | Ferraillage |
|---------|-----------|--------|---------|-----|---------|----------------------|-------------------------------------|---------------------|-------------|
| 7       | 45.537    | 0.0846 | 0.392   | SSA | 0.956   | 3.61                 | 5.25                                | 3.39                | 3HA12       |
| 6       | 49.993    | 0.0929 |         | SSA | 0.951   | 3.98                 |                                     | 3.39                | 3HA12       |
| 5       | 44.692    | 0.0830 |         | SSA | 0.957   | 3.54                 |                                     | 3.39                | 3HA12       |
| 4       | 40.002    | 0.0743 |         | SSA | 0.961   | 3.15                 |                                     | 3.39                | 3HA12       |
| 3       | 34.926    | 0.0649 |         | SSA | 0.966   | 2.74                 |                                     | 3.39                | 3HA12       |
| 2       | 32.669    | 0.0607 |         | SSA | 0.969   | 2.55                 |                                     | 3.39                | 3HA12       |
| 1       | 28.127    | 0.0523 |         | SSA | 0.973   | 2.19                 |                                     | 3.39                | 3HA12       |
| ETSER   | 53.323    | 0.0991 |         | SSA | 0.948   | 4.26                 |                                     | 3.39                | 3HA12       |
| RDC     | 39.887    | 0.0741 |         | SSA | 0.961   | 3.14                 |                                     | 3.39                | 3HA12       |
| SOUSSOL | 12.213    | 0.0227 |         | SSA | 0.989   | 0.94                 |                                     | 3.39                | 3HA12       |

V. Armatures transversals (Art 7.5.2.2 /RPA99) :

|                                     | L'espacement maximum                                    |   | La quantité d'armatures transversales minimales<br>$A_t \leq 0,003 \cdot S_t \cdot b$ ( cm <sup>2</sup> ) |   |
|-------------------------------------|---|---|---|---|
| Poutre                              | Zone nodale<br>$S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$     | Zone de recouvrement<br>$S'_t \leq \frac{h}{2}$               | Zone nodale   | Zone de recouvrement  |
| principales (30x40) cm <sup>2</sup> | $S_t \leq \min(10 ; 19.2)$<br><b>S<sub>t</sub>=10cm</b> | $S'_t \leq \frac{40}{2} = 20$<br><b>S'<sub>t</sub> = 15cm</b> | $A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0.9 A_t = 4$<br>HA8=2.01cm <sup>2</sup>                                | $A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35$<br>Soit $A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$    |
| secondaires (30x35) cm <sup>2</sup> | $S_t \leq \min(8.7 ; 19.2)$<br><b>S<sub>t</sub>=8cm</b> | $S'_t \leq \frac{35}{2}$<br><b>S'<sub>t</sub> = 15cm</b>      | $A_t = 0,003 \times 8 \times 30 = 0.72$<br>$A_T = 4HA8 = 2.01cm^2$  | $A_t = 0,003 \times 15 \times 25 = 1.125cm$<br>Soit $A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$ |

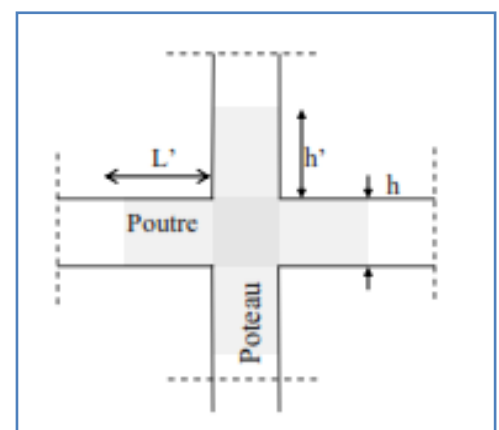
Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

➤ Délimitation de la zone nodale :

$L' = 2h$  avec h : hauteur de la poutre.

$L' = 2 \times 40 = 80$  cm : poutres principales.

$L' = 2 \times 35 = 70$  cm : poutres secondaires.



➤ **Disposition constructives :**

Conformément au CBA 93 annexe E, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures du second lit, il y a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est aux moins égales :

- $A \frac{l}{4}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu'aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{l}{10}$  de la portée

**VI. Vérification a l'ELU :**

**1. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.21) :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

- Poutres principales (30X40) cm<sup>2</sup>:  $A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 37 \times 2.1}{400} = 1.34 \text{cm}^2 < A_{adopté}$
- Poutres secondaires (30x35) cm<sup>2</sup>:  $A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 32 \times 2.1}{400} = 1.15 \text{cm}^2 < A_{adopté}$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

**2. Justification sous sollicitation d'effort tranchant (BAEL 91 Art A.5.1.1) :**

La contrainte tangentielle conventionnelle utilisée pour les calculs relatifs à l'effort tranchant est définie par

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

Dans le cas ou la fissuration est peu nuisibles la contrainte doit vérifier

$$\tau_u \leq \min \left( \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) = \min(2.5 \text{MPa}, 5 \text{MPa}) = 2.5 \text{MPa}$$

- Poutres principale (30x40) cm<sup>2</sup>:  $T_u^{max} = 20.87 \text{KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b d} = \frac{20.87 \times 10^4}{300 \times 370} = 1.88 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

- Poutres secondaire (30x35) cm<sup>2</sup>:  $T_u^{max} = 12.7 \text{KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b d} = \frac{12.7 \times 10^4}{300 \times 320} = 1.32 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

**3. Influence de l'effort tranchant sur le béton aux appuis (BAEL91 Art 5.1.32)**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9dbf_{c28}}{\gamma_h}$$

➤ Poutres principale (30x40) cm<sup>2</sup>:  $T_u^{max} = 20.87KN$

$$T_u = 20.87KN \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 370 \times 300 \times 25 \times 10^{-3}}{1.5} = 666KN \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Poutres secondaire (30x35) cm<sup>2</sup>:  $T_u^{max} = 12.7 KN$

$$T_u = 12.7KN \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 320 \times 300 \times 25 \times 10^{-3}}{1.5} = 576KN \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**4. Vérification de l'entraînement des barres (BAEL 99/ Art A.6.1.1.3) :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

a) La valeur limite ultime réglementaire de la contrainte d'adhérence

- $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$   
 $\Psi_s = 1.5$  (Acier haute adhérence)  
 $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c_j} = 2.1\text{MPa}$

b) La contrainte d'adhérences d'entraînement :

- $\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i}$
- $T_u$  : effort tranchant
- $U_i = n \times \emptyset \times \pi$

$\sum u_i$  Somme des périmètres utiles des barres

n : nombre de barres

|                   | Poutre principales | Poutres secondaire |
|-------------------|--------------------|--------------------|
| $T_u$ ( KN        | 20.87              | 12.7               |
| d (mm)            | 370                | 320                |
| $\sum U_i$ (mm)   | 3x16x3.14=150.72   | 3x16x3.14=150.72   |
| $\tau_{se}$ (MPa) | 0.41               | 0.29               |
| Observation       | Condition vérifiée | Condition vérifiée |

La contrainte d'adhérence est vérifiée

**5. Calcul de longueur de scellement droit des barres :**

$$l_s = \frac{\varnothing f_e}{4\bar{\tau}_s}$$

- la contrainte d'adhérence  $\bar{\tau}_s = 0.6\Psi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$
- $\Psi_s = 1.5$  (Acier haute adhérence)
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{cj} = 2.1\text{MPa}$

**Pour les HA 16 :**  $l_s = 56.44\text{cm}$

**Pour les HA12 :**  $l_s = 42.33\text{cm}$

Le BAEL admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne est assuré lorsque la partie encrê mesuré au moins  $l_a = 0.4 \times l_s$

**Pour les HA 16 :**  $l_a = 0.4 \times 56.44 = 22\text{cm}$

**Pour les HA12 :**  $l_a = 0.4 \times 42.33 = 16\text{cm}$

**6. La longueur minimale de recouvrement est des 50Ø en zone III :**

**Pour les HA 16 :**  $L_r = 50 \times 1.6 = 80\text{cm}$

**Pour les HA12 :**  $L_r = 50 \times 1.2 = 60\text{cm}$

**VII. Vérification L'ELS :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

**1. État limite de compression du béton :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

Il faut vérifier que  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$

On détermine  $\rho_1 = \frac{100A}{b_0d}$

Puis on déduit les valeurs de

$\beta_1$  et  $K_1$

- $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$

- $\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$  en (MPa)

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

➤ **Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres principales :**

➔ En travées :

| Niveaux | $M_s$<br>(kn.m) | $A_{\text{adopté}}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $\rho_1$ | $\beta_1$ | $K_1$ | $\sigma_s$<br>(MPa) | $\sigma_b$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_b$<br>(MPa) | OBS      |
|---------|-----------------|---|----------|-----------|-------|---------------------|---------------------|---------------------------|----------|
| 07      | 22.08           | 8.29                                      | 0.746    | 0.835     | 15.3  | 86.20               | 5.63                | 15                        | vérifiée |
| 06      | 21.852          | 8.29                                      | 0.746    | 0.835     | 15.3  | 85.31               | 5.57                | 15                        | vérifiée |
| 05      | 21.842          | 8.29                                      | 0.746    | 0.835     | 15.3  | 85.28               | 5.57                | 15                        | vérifiée |
| 04      | 21.482          | 8.29                                      | 0.746    | 0.835     | 15.3  | 83.87               | 5.48                | 15                        | vérifiée |
| 03      | 20.589          | 8.29                                      | 0.746    | 0.835     | 15.3  | 80.38               | 5.25                | 15                        | vérifiée |
| 02      | 20.177          | 8.29                                      | 0.746    | 0.835     | 15.3  | 78.77               | 5.14                | 15                        | vérifiée |
| 01      | 19.952          | 8.29                                      | 0.746    | 0.835     | 15.3  | 77.90               | 5.09                | 15                        | vérifiée |
| E.S     | 22.765          | 8.29                                      | 0.746    | 0.835     | 15.3  | 88.88               | 5.80                | 15                        | vérifiée |
| RDC     | 21.744          | 8.29                                      | 0.746    | 0.835     | 15.3  | 84.89               | 5.54                | 15                        | vérifiée |
| S.SOL   | 27.752          | 8.29                                      | 0.746    | 0.835     | 15.3  | 108.35              | 7.08                | 15                        | vérifiée |

➔ Aux appuis :

| Niveaux | $M_s$<br>(kn.m) | $A_{\text{adopté}}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $\rho_1$ | $\beta_1$ | $K_1$ | $\sigma_s$<br>(MPa) | $\sigma_b$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_b$<br>(MPa) | OBS      |
|---------|-----------------|---|----------|-----------|-------|---------------------|---------------------|---------------------------|----------|
| 07      | 42.437          | 8.29                                      | 1.109    | 0.855     | 19.6  | 165.69              | 10.829              | 15                        | vérifiée |
| 06      | 45.298          | 8.29                                      | 1.109    | 0.855     | 19.6  | 176.86              | 11.559              | 15                        | vérifiée |
| 05      | 41.508          | 8.29                                      | 1.109    | 0.855     | 19.6  | 162.06              | 10.592              | 15                        | vérifiée |
| 04      | 41.508          | 8.29                                      | 1.109    | 0.855     | 19.6  | 162.06              | 10.592              | 15                        | vérifiée |
| 03      | 38.513          | 8.29                                      | 1.109    | 0.855     | 19.6  | 150.37              | 9.828               | 15                        | vérifiée |
| 02      | 37.57           | 8.29                                      | 1.109    | 0.855     | 19.6  | 146.68              | 9.587               | 15                        | vérifiée |
| 01      | 35.309          | 8.29                                      | 1.109    | 0.855     | 19.6  | 137.86              | 9.010               | 15                        | vérifiée |
| E.S     | 36.101          | 8.29                                      | 1.109    | 0.855     | 19.6  | 140.95              | 9.212               | 15                        | vérifiée |
| RDC     | 34.088          | 8.29                                      | 1.109    | 0.855     | 19.6  | 133.09              | 8.698               | 15                        | vérifiée |
| S.SOL   | 39.166          | 8.29                                      | 1.109    | 0.855     | 19.6  | 152.92              | 9.994               | 15                        | vérifiée |

➤ Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres secondaires :

➔ En travées :

| Niveaux | $M_s$<br>(kn.m) | $A_{\text{adopté}}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $\rho_1$ | $\beta_1$ | $K_1$ | $\sigma_s$<br>(MPa) | $\sigma_b$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_b$<br>(MPa) | OBS      |
|---------|-----------------|---|----------|-----------|-------|---------------------|---------------------|---------------------------|----------|
| 07      | 23.129          | 6.03                                      | 0.628    | 0.843     | 16.85 | 142.18              | 8.43                | 15                        | vérifiée |
| 06      | 28.713          | 6.03                                      | 0.628    | 0.843     | 16.85 | 176.51              | 10.47               | 15                        | vérifiée |
| 05      | 26.493          | 6.03                                      | 0.628    | 0.843     | 16.85 | 162.86              | 9.66                | 15                        | vérifiée |
| 04      | 23.869          | 6.03                                      | 0.628    | 0.843     | 16.85 | 146.73              | 8.70                | 15                        | vérifiée |
| 03      | 23.617          | 6.03                                      | 0.628    | 0.843     | 16.85 | 145.18              | 8.61                | 15                        | vérifiée |
| 02      | 23.301          | 6.03                                      | 0.628    | 0.843     | 16.85 | 143.24              | 8.50                | 15                        | vérifiée |
| 01      | 20.278          | 6.03                                      | 0.628    | 0.843     | 16.85 | 124.66              | 7.39                | 15                        | vérifiée |
| E.S     | 19.169          | 6.03                                      | 0.628    | 0.843     | 16.85 | 117.84              | 6.99                | 15                        | vérifiée |
| RDC     | 14.745          | 6.03                                      | 0.628    | 0.843     | 16.85 | 90.64               | 5.37                | 15                        | vérifiée |
| S.SOL   | 7.548           | 6.03                                      | 0.628    | 0.843     | 16.85 | 46.40               | 2.75                | 15                        | vérifiée |

➔ Aux appuis :

| Niveaux | $M_s$<br>(kn.m) | $A_{\text{adopté}}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $\rho_1$ | $\beta_1$ | $K_1$ | $\sigma_s$<br>(MPa) | $\sigma_b$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_b$<br>(MPa) | OBS      |
|---------|-----------------|---|----------|-----------|-------|---------------------|---------------------|---------------------------|----------|
| 10      | 47.705          | 9.42                                      | 0.981    | 0.861     | 20.97 | 183.80              | 8.76                | 15                        | vérifiée |
| 09      | 53.166          | 9.42                                      | 0.981    | 0.861     | 20.97 | 204.84              | 9.76                | 15                        | vérifiée |
| 08      | 49.745          | 9.42                                      | 0.981    | 0.861     | 20.97 | 191.66              | 9.14                | 15                        | vérifiée |
| 07      | 45.859          | 9.42                                      | 0.981    | 0.861     | 20.97 | 176.69              | 8.42                | 15                        | vérifiée |
| 06      | 42.436          | 9.42                                      | 0.981    | 0.861     | 20.97 | 163.50              | 7.79                | 15                        | vérifiée |
| 05      | 40.752          | 9.42                                      | 0.981    | 0.861     | 20.97 | 157.01              | 7.48                | 15                        | vérifiée |
| 04      | 36.145          | 9.42                                      | 0.981    | 0.861     | 20.97 | 139.26              | 6.64                | 15                        | vérifiée |
| 03      | 34.417          | 9.42                                      | 0.981    | 0.861     | 20.97 | 132.60              | 6.32                | 15                        | vérifiée |
| 02      | 26.099          | 9.42                                      | 0.981    | 0.861     | 20.97 | 100.55              | 4.79                | 15                        | vérifiée |
| 01      | 14.69           | 9.42                                      | 0.981    | 0.861     | 20.97 | 56.60               | 2.69                | 15                        | vérifiée |

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

## 2-FERRAILAGE DES POTEAUX

### 1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, ils sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » donc ils sont calculés en flexion composée dans les deux sens longitudinal et transversal.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

| Situation    | Béton      |                 |          | Acier( FeF400) |         |                  |
|--------------|------------|-----------------|----------|----------------|---------|------------------|
|              | $\gamma_b$ | $F_{c28}$ (MPa) | $f_{bu}$ | $\gamma_s$     | Fe(MPa) | $\sigma_s$ (MPa) |
| Durable      | 1.5        | 25              | 14.2     | 1.15           | 400     | 348              |
| Accidentelle | 1.15       | 25              | 18.48    | 1              | 400     | 400              |

Tableau 1-1:Caractéristiques mécanique des matériaux

### 2. Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- **Selon BAEL 91** (Situation durable)  
ELU :  $1,35 G + 1,5 Q$
- **Selon le RPA 99 révisé en 2003**(situation accidentelle)  
 $G + Q \pm E$   
 $0,8G \pm E$

Les calculs se feront en tenant compte de trois types de sollicitations :

- ✚ Effort normal maximal et le moment correspondant. ( $N_{max} : M_{correspondant}$ )
- ✚ Effort normal minimal et le moment correspondant. ( $N_{min} : M_{correspondant}$ )
- ✚ Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant. ( $M_{max} : N_{correspondant}$ )

### 3. Recommandations et exigences du RPA99 révisé en 2003 et du BAEL 91 pour la zone III :

#### a) Armature longitudinales (Art 7.5.2.1) :

Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochets.

Les pourcentages d'armatures recommandées par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures est de **0.9%bh**(en zone III) .
- Le pourcentage maximal est de :

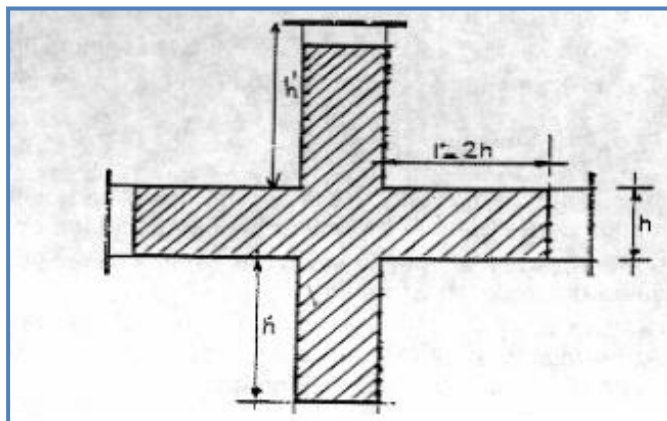
**4%** en zone courante

**6%** en zone de recouvrement

| Section du poteaux<br>cm <sup>2</sup> | Pourcentage minimal<br>A <sub>min</sub> =0.9% b h<br>(cm <sup>2</sup> ) | Pourcentage maximal (cm <sup>2</sup> )           |   |
|---------------------------------------|---|--|---|
|                                       |   | Zone de recouvrement<br>A <sub>max</sub> =6% b h | Zone courante<br>A <sub>max</sub> =4% b h |
| 40x40                                 | 14.40   | 96   | 64  |
| 35x35                                 | 11.02   | 73.50  | 49  |
| 30x30                                 | 8.10  | 54   | 36  |

- Le diamètre minimal est supérieur ou égale à **12[mm]**
- La longueur minimale des recouvrements pour la zone III est de  $L_R = 50\phi$
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en Zone III
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales

$L' = 2h$   
 $h' = \max$   
 section



(  $h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm}$  )

Avec : (  $h_1 ; b_1$  ):

de poteau

$h_e$  : hauteur d'étage

**b) Armature transversales (Art 7.5.2.2) :**

- Pour la zone III  $\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi ; 30\text{cm} \right) \text{ en zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone courante} \end{array} \right.$

$\phi_1$  : est le diamètre maximale des armatures longitudinales du poteau

D'après (Art A.8.1.3/BAEL91 modifiée 99) :

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3}$$

Avec  $\phi_l^{max}$  : Diamètre maximale des armatures longitudinales

D'après (Art 7.5.2.2/RPA 99- VERSION 2003)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée comme suit  $\frac{A_t}{S_t \times b}$  en %

Si  $\lambda_g \geq 5$  : 0,3%

Si  $\lambda_g \leq 3$  : 0.8%

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpolation entre les valeurs limites précédentes :

Avec :

$\lambda_g$ : est l'élanement géométrique du poteau.  $\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

$l_f$  longueur de flambement du poteau qui est égale à  $l_f = 0.7 L_0$

#### 4. Ferrailage des poteaux à l'ELU :

##### A) Les armatures longitudinales :

Il est recommandé de calculer le ferrailage du poteau pour chacune des zones suivantes :

**Zone 1 :** [poteaux 40x40] (cm<sup>2</sup>)

**Zone 2 :** [poteaux 35x35] (cm<sup>2</sup>)

**Zone 3 :** [poteaux 30x30] (cm<sup>2</sup>)

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 trois cas suivants :

Section entièrement tendue (SET).

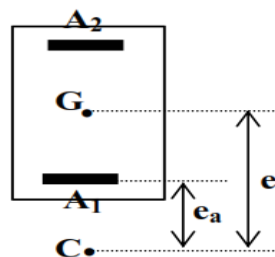
Section entièrement comprimée (SEC).

Section partiellement comprimée (SPC).

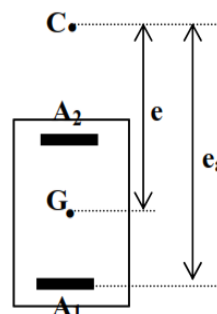
##### → Section partiellement comprimée (SPC) :

Une section sera partiellement comprimée dans les trois cas suivants

**1<sup>er</sup> cas :** si l'effort appliqué est un effort de traction et son point d'application est situé à l'extérieur de la section

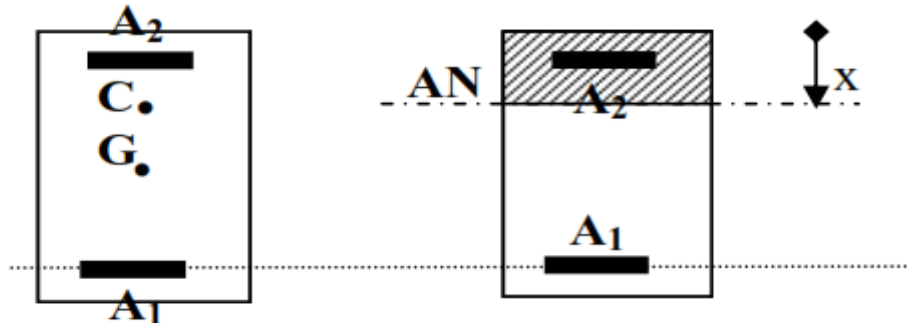


**2<sup>eme</sup> cas :** Si l'effort appliqué est un effort de compression et son point d'application se situe à l'extérieur de la section



3<sup>ème</sup> cas : si l'effort appliqué est un effort de compression et son point d'application se situe entre les armatures et s'il est proche des armatures supérieures et la condition suivante est vérifiée

$$N_U(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81)bh f_{bc}$$



1) Détermination des armatures :

➤  $e_u = \frac{M_u}{N_u} > (\frac{h}{2} - c')$

➤ Calcule du moment fictif  $M_f = N a$

Avec  $a$  : distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armatures  $a = e_u - (0.5h - c)$

Pour un effort de traction  $N = N_{ut}$

Pour un effort de compression  $N = N_{uc}$

➤ Calcul du moment réduit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

Si  $\mu_f \leq \mu_1 = 0.392 \longrightarrow$  SSA

Si  $\mu_f \geq \mu_1 = 0.392 \longrightarrow$  SDA

➤ Calcul des armatures fictives :

Pour une section simplement armée (SSA) :

- $A_1 = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$

- $A_2' = 0$

Pour une section doublement armée (SDA)

- $A_1 = \frac{M_r}{\beta_1 d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$

- $A_2' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$

Avec :  $M_r = \mu b d^2 f_{bu}$  : Moment ultime pour une SSA

$$\Delta M = M_f - M_r$$

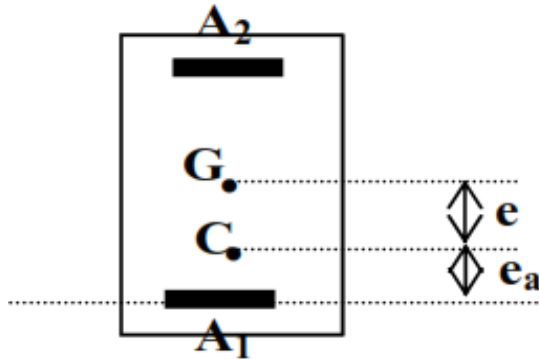
➤ Calcul des armatures réelles :

- Armature comprimées  $A' = A_2'$

- Armature tendues  $A = A_1 \mp \frac{N}{\sigma_{st}} \begin{cases} (-) \text{ si } N \text{ est un effort de compression} \\ (+) \text{ si } N \text{ est un effort de traction} \end{cases}$

➔ Section entièrement tendue (SET) :

Une section sera dite entièrement tendue, si l'effort appliqué est un effort de traction et s'il est appliqué entre les armatures



➤  $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

➤ Calcul des armatures

- $A_1 = \frac{N a}{(d - c') \sigma_{st}}$
- $A' = A_2 = \frac{N_t}{\sigma_{st}} - A_1$

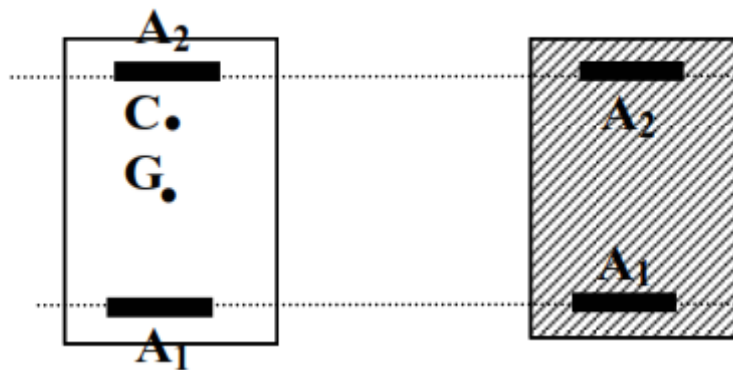
Avec :

a : distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armature

$$a = 0.5h - c - e_u = d - 0.5h - e$$

➔ Section entièrement comprimée (SEC) :

Une section sera entièrement comprimée si l'effort est un effort de compression et son point d'application est entre les armatures et près du centre de gravité.



➤  $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

➤ Calcul de a et b:

- $a = (0.337h - 0.81)bh f_{bc}$
- $b = N(d - c') - M_f$

$a = (0.337h - 0.81)bh f_{bc} \leq b = N(d - c') - M_f \dots \dots \dots$ SEC

$a = (0.337h - 0.81)bh f_{bc} > b = N(d - c') - M_f \dots \dots \dots$ SPC

➤ Calcul de  $c = (0.5h - c')bh f_{bc}$

$b \leq c$  SSA

$b \geq c$  SDA

**Pour une section simplement armée (SSA) :**

- $A_1 = \frac{N - \Psi b h f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :  $\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u (d - c') - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$

- $A'_2 = 0$

**Pour une section doublement armée (SDA)**

- $A'_1 = \frac{M_f - (d - 0.5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$

- $A_2 = \frac{N - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_1$

➔ Exemple de calcul Pour le Poteau (40×40):

$$N_u = -740 \text{ KN} ; M_u = 3.278 \text{ KN.m}$$

$$d = h - c = 0.40 - 0.03 = 0.37 \text{ m}$$

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right) = 3.278 - 740 \left( \frac{0.40}{2} - 0.03 \right) = -122.52 \text{ KN m}$$

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} = 14200 \text{ KN/m}^2$$

➤ Calcul de e :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = -0.004 \text{ m} < \left( \frac{h}{2} - c' \right) = 0.17 \text{ m}$$

➤ Calcul de a et b:

$$\left. \begin{aligned} \bullet a &= (0.337h - 0.81) b h f_{bc} \\ \bullet b &= N(d - c') - M_f \end{aligned} \right\} \begin{aligned} a \leq b &\dots\dots\dots \text{SEC} \\ a > b &\dots\dots\dots \text{SPC} \end{aligned}$$

$$a = (0.337h - 0.81) b h f_{bc} = (0.337 \times 0.40 - 0.81) 0.40 \times 0.40 \times 14200 = -1534.054 \text{ KNm}$$

$$b = N_u (d - c') - M_f = -740 (0.37 - 0.03) + 122.52 = -129.08 \text{ KN.m.}$$

$$a = -1534.054 < b = -129.08 \text{ KNm} \dots\dots\dots \text{SPC}$$

➤ Calcul de c :

$$c = (0.5h - c') b h f_{bc} = (0.5 \times 0.40 - 0.03) 0.40 \times 0.40 \times 14200 = 386.24 \text{ KNm}$$

$$b = -129.08 \text{ KNm} \leq c = 386.24 \text{ KNm} \dots\dots\dots \text{SSA}$$

➤ Calcul des armatures:

$$\bullet A_1 = \frac{N - \Psi b h f_{bu}}{\sigma_s}$$

$$\text{Avec } \Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u (d - c') - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}} = \frac{0.357 + \frac{-740(0.37 - 0.03) - 3.278}{0.40 \times 0.40^2 \times 14200}}{0.857 - \frac{0.03}{0.40}} = -0.0107$$

$$A_1 = \frac{N - \Psi b h f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{-740 + 0.23 \times 0.40 \times 0.40 \times 14200}{348000} = -0.00062 \text{ m}^2$$

$$A_1 = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 0 \text{ cm}^2$$

Le ferraillage est fait par zone :

- Zone I : sous sol au étage service.
- Zone II : 1<sup>er</sup> au 3<sup>ème</sup> étage.
- Zone III : 4<sup>ème</sup> au 7<sup>ème</sup> étage.

| section | solllicitation | N      | M      | e      | h/2-c | $M_f = M + N(0.5h - c)$ | $((0.337 - 0.81c/h) * bh^2) * fbc$ | $((0.5h - c) * bh) * fbc$ | $N * (d - c) - M_f$ | Obs | $\mu$  | Obs2 | A <sub>1</sub>     | A'                 | As                 | As'                | A <sub>min</sub>   | Choix armatures | A(adoptée)         |
|---------|----------------|--------|--------|--------|-------|-------------------------|------------------------------------|---------------------------|---------------------|-----|--------|------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|-----------------|--------------------|
|         |                | (Kn)   | (Kn.m) | (m)    | (m)   | (Kn.m)                  | (kn.m)                             | (kn.m)                    | (kn.m)              |     |        |      | (cm <sup>2</sup> ) | (cm <sup>2</sup> ) | (cm <sup>2</sup> ) | (cm <sup>2</sup> ) | (cm <sup>2</sup> ) |                 | (cm <sup>2</sup> ) |
| 40*40   | 0,8GEY         | 740.00 | 3.278  | 0.0044 | 0.17  | 129.078                 | 384.363                            | /                         | 122.522             | SPC | 0.1084 | SSA  | 9.254              | /                  | (0)                | /                  | 12.8               | 4HA14<br>+4HA16 | 14.20              |
|         | ELU            | 511.21 | 27.11  | 0.0530 | 0.17  | 114.025                 | 100.422                            | /                         | 59.787              | SPC | 0.1466 | SSA  | 9.622              | /                  | (0)                | /                  | 12.8               |                 |                    |
|         | GQEY           | 1020.0 | 6.904  | 0.0068 | 0.17  | 180.307                 | 153.745                            | 591.3                     | 166.499             | SEC | /      | SSA' | /                  | /                  | (0)                | 0                  | 12.8               |                 |                    |
| 35*35   | 0,8GEX         | 235.73 | 7.712  | 0.0327 | 0.145 | 41.893                  | 87.291                             | /                         | 26.469              | SPC | 0.0538 | SSA  | 3.366              | /                  | (0)                | /                  | 9.8                | 4HA12<br>+4HA14 | 10.68              |
|         | ELU            | 521.14 | 7.287  | 0.0140 | 0.145 | 82.852                  | 57.016                             | 252.2                     | 68.278              | SEC | /      | SSA' | /                  | /                  | (0)                | 0                  | 9.8                |                 |                    |
|         | GQEY           | 90.36  | 38.38  | 0.4248 | 0.145 | 51.491                  | 87.291                             | /                         | -25.287             | SPC | 0.0661 | SSA  | 4.165              | /                  | 1.91               | /                  | 9.8                |                 |                    |
| 30*30   | 0,8GEX         | 47.18  | 1.057  | 0.0224 | 0.12  | 6.719                   | 45.080                             | /                         | 4.605               | SPC | 0.0141 | SSA  | 0.627              | /                  | (0)                | /                  | 7.2                | 8HA12           | 9.05               |
|         | ELU            | 409    | 5.435  | 0.0133 | 0.12  | 54.515                  | 29.445                             | 153.3                     | 43.645              | SEC | /      | SSA' | /                  | /                  | (0)                | 0                  | 7.2                |                 |                    |
|         | GQEY           | 15.61  | 28.74  | 1.8417 | 0.12  | 30.622                  | 45.080                             | /                         | -26.876             | SPC | 0.0644 | SSA  | 2.933              | /                  | 2.54               | /                  | 7.2                |                 |                    |

Tableau 1-2 : Tableau récapitulatif du choix des armatures des poteaux

**B) Les armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leurs but consiste essentiellement à :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements
- Empêcher le déplacement transversal du béton

**➤ Espacement des armatures transversal  $S_t$ :**

a) D'après (Art 7.5.2.2/RPA99 version 2003)

$$\Rightarrow S_t \leq \min(20\text{cm}; 15\text{cm}) = 15\text{cm} . \text{ Nous adoptons } S_t=10\text{cm} \text{ en zone nodale}$$

$$\Rightarrow S_t \leq H/2 = 15 \times 1.2 = 18\text{cm} \text{ Nous adoptons } S_t=15 \text{ cm en zone courante.}$$

b) D'après (Art A.8.1.3/BAEL91 modifiées 99)

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}, 40\text{cm}, (a + 10)\text{cm}\} = \min\{18\text{cm}; 40\text{cm}; 50\text{cm}$$

$$S_t \leq 18\text{cm} \text{ soit } S_t = 15\text{cm}$$

**➤ Diamètre des aciers :**

D'après (Art A.8.1.3/BAEL91 modifiées 99)

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3} \Rightarrow \phi_t \geq \frac{16}{3} = 5.33\text{mm} \text{ Soit } \phi_t = 8\text{mm}$$

Avec  $\phi_l^{\max}$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales

Nous adoptons  $A_t=2.01\text{cm}^2$  en 4Ø8

**➤ La quantité d'armatures transversales minimale d'après (Art 7.5.2.2/RPA 99- VERSION 2003)**

| Niveaux     | Poteaux<br>(cm <sup>2</sup> ) | L <sub>0</sub><br>(m) | l <sub>f</sub><br>(m) | $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ |                    |
|-------------|-------------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------------|--------------------|
| 04-05-06-07 | 30x30                         | 3.06                  | 2.142                 | 7.14                        | $\lambda_g \geq 5$ |
| 01-02-03    | 35x35                         | 3.06                  | 2.142                 | 6.12                        |                    |
| Étage ser   | 40x40                         | 3.06                  | 2.142                 | 5.35                        |                    |
| RDC         | 40x40                         | 3.89                  | 2.723                 | 6.81                        |                    |
| Sous sol    | 40x40                         | 3.10                  | 2.17                  | 5.43                        |                    |

- En zone courante :

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

- En zone nodale :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2\text{cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05\text{cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9\text{cm}^2$$

| Poteaux | $A_t^{min} = 0.3\%S_t \times b(\text{cm}^2)$ |                                    | $A_{ad}$<br>( $\text{cm}^2$ ) | Observation   |             |
|---------|--|------------------------------------|-------------------------------|---------------|-------------|
|         | Zone courante<br>$S_t = 15\text{cm}$         | Zone nodale<br>$S_t = 10\text{cm}$ |                               | Zone courante | Zone nodale |
| 40x40   | 1.8  | 1.2                                | 2.01                          | CV            | CV          |
| 35x35   | 1.57   | 1.05                               | 2.01                          | CV            | CV          |
| 30x30   | 1.35   | 0.9                                | 2.01                          | CV            | CV          |

➤ **Longueur de scellement droit Art A.6.2.23 / BAEL91**

$$L_s = \frac{\phi}{4} \frac{f_e}{0.6 \psi_s^2 f_{t28}}$$

$$L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 0.6 (1.5)^2 \times 2.1} = 56.43 \text{ cm}$$

Pour les T16 :  $l_s = 56.43\text{cm}$

Pour les T14 :  $l_s = 49.38\text{cm}$

Pour les T12 :  $l_s = 42.32. \text{ cm}$

➤ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r = 50\phi$$

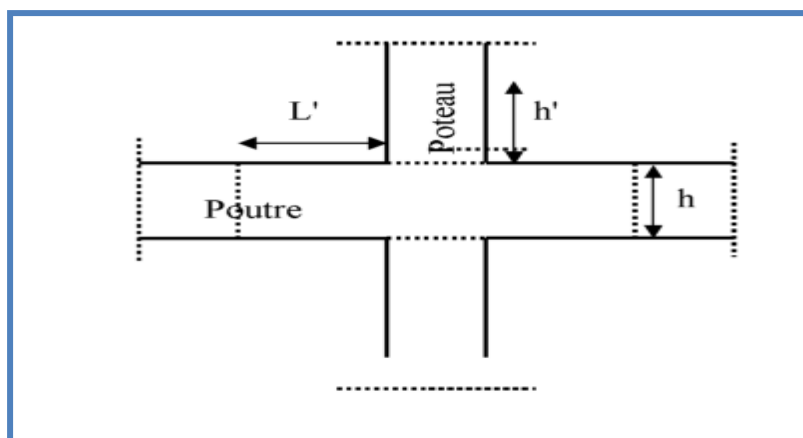
Pour les HA 20 :  $L_r = 50 \times 2 = 100 \text{ cm}$

Pour les HA 16 :  $L_r = 50 \times 1.6 = 80 \text{ cm}$

Pour les HA 14 :  $L_r = 50 \times 1.4 = 70\text{cm}$

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

$$h^s = \max ( h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} ) = \max(389/6 ; 40; 40, 60\text{cm}) = 65\text{cm} = 0.65\text{m} \approx 0.7\text{m}$$



**Figure 1-1 : Délimitation de la zone nodale**

### a) Vérification des contraintes à l'ELS à l'aide du logiciel SOCOTEC

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles

Contrainte admissible de l'acier :  $\bar{\sigma}_s = 384 \text{ MPa}$

Contrainte admissible du béton :  $\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

| poteau | Sollicitation        | N<br>(KN) | M<br>(KN.<br>m) | e<br>(m) | $\frac{h}{6}$<br>(m) | A<br>(cm <sup>2</sup> ) | $\sigma_b^{sup}$ | $\sigma_b^{inf}$ | $\sigma_s^{sup}$ | $\sigma_s^{inf}$ | OBS |
|--------|----------------------|-----------|-----------------|----------|----------------------|-------------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|-----|
| 40x40  | $N_{max} - M_{corr}$ | 10.77     | 1.313           | 0.12     | 0.066                | 14.19                   | 0.19             | 0                | 2.47             | -1.01            | CV  |
|        | $N_{min} - M_{corr}$ | -684.3    | 1.318           | 0.0019   | 0.066                | 14.19                   | 4.16             | 3.94             | 62.1             | 59.4             | CV  |
|        | $N_{corr} - M_{max}$ | -367.7    | 19.44           | 0.053    | 0.066                | 14.19                   | 3.82             | 0.53             | 52.4             | 12.9             | CV  |
| 35x35  | $N_{max} - M_{corr}$ | -30.83    | 0.243           | 0.009    | 0.058                | 10.68                   | 0.26             | 0.2              | 3.86             | 3.17             | CV  |
|        | $N_{min} - M_{corr}$ | -376.4    | 0.203           | 0.0078   | 0.058                | 10.68                   | 2.89             | 2.84             | 43.2             | 42.6             | CV  |
|        | $N_{corr} - M_{max}$ | -335.3    | 12.75           | 0.038    | 0.058                | 10.68                   | 4.13             | 0.97             | 56.5             | 20               | CV  |
| 30x30  | $N_{max} - M_{corr}$ | 2.76      | 0.16            | 0.058    | 0.05                 | 9.05                    | 0.06             | 0                | 0.76             | 0.08             | CV  |
|        | $N_{min} - M_{corr}$ | -295.0    | 3.911           | 0.013    | 0.05                 | 9.05                    | 3.73             | 2.23             | 52.9             | 36.5             | CV  |
|        | $N_{corr} - M_{max}$ | -26.25    | 11.72           | 0.45     | 0.05                 | 9.05                    | 4.14             | 0                | 33.4             | -124.8           | CV  |

### 3.FERRAILAGE DES VOILES

#### I. Introduction :

Les voiles sont des éléments structuraux de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et horizontales (séisme). Ils seront ferrailés en flexion composé sous l'action des sollicitations verticales et horizontales. Leur ferrailage est composé de trois (3) types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Dans le but de faciliter la réalisation et d'alléger les calculs, on décompose notre bâtiment en cinq zones :

- **Zone I** : Sous sol
- **Zone II** : RDC,.
- **Zone III** : Étage service
- **Zone IV** : 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> étage
- **Zone V** : 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> étage

#### 1) Les armatures verticales :

a) On détermine les diagrammes des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.v}{I} \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.v'}{I}$$

Avec :

M : moment dans le voile.

N : effort normale dans le voile.

$$v = v' = L/2$$

v' : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

v : distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

B = L . e (section du béton).

L : longueur du voile.

e : épaisseur du voile.

I : moment d'inertie du voile.

b) On découpe les diagrammes obtenus en bandes de largeur « d » :

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2}, \frac{2L_c}{3} \right\}$$

Avec :

$L_c$  : longueur de la partie comprimée.

$h_e$  : hauteur entre nus des planchers du voile considéré.

c) On détermine l'effort normal ultime agissant en prenant la valeur moyenne des contraintes dans chaque section considérée, puis on détermine les armatures :

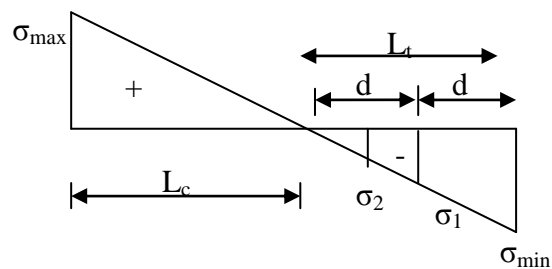
• **Section partiellement comprimée S.P.C :**

L'effort normal pour une bande « d » est donné par la formule suivante :

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{u2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

e : épaisseur des voiles.



Les sections d'armatures sont données par :

$$A_1 = \frac{N_{u1}}{\sigma(10\text{‰})}$$

$$A_2 = \frac{N_{u2}}{\sigma(10\text{‰})}$$

Avec :

$A_1, A_2$  : section d'armatures verticales.

$\sigma(10\text{‰}) =$  Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de (10‰) .

Combinaisons courantes :  $\sigma(10\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$

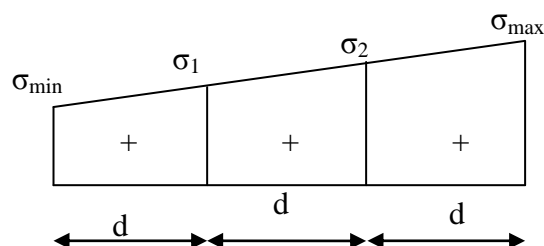
Combinaisons accidentelles :  $\sigma(10\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400\text{MPa}$

• **Section entièrement comprimée (S.E.C) :**

Les efforts normaux :

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{u2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



Les sections d'armatures sont données par :

$$A_1 = \frac{N_{u1} - B \cdot f_{bc}}{\sigma(2\text{‰})}$$

avec :

$$A_2 = \frac{N_{u2} - B \cdot f_{bc}}{\sigma(2\text{‰})}$$

$A_1, A_2$  : section d'armatures verticales.

$\sigma(2\text{‰})$  = Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

Combinaisons courantes :  $\sigma(2\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$

Combinaisons accidentelles :  $\sigma(2\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{MPa}$

$f_{bc}$  = (contrainte de calcul dans le béton).

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \quad [\text{MPa}]$$

Combinaisons courantes :  $\gamma_s = 1,5 \longrightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$

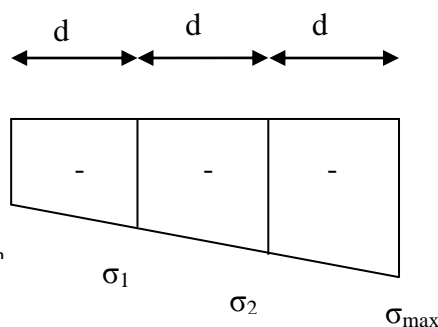
Combinaisons accidentelles :  $\gamma_s = 1 \longrightarrow f_{bc} = 21,25 \text{ MPa}$

• **Section entièrement tendue (S.E.T) :**

Les efforts normaux

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{u2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



Les sections d'armatures sont données par :  $\sigma_{\min}$

$$A_1 = \frac{N_{u1}}{\sigma(10\text{‰})}$$

$$A_2 = \frac{N_{u2}}{\sigma(10\text{‰})}$$

Avec :

$A_1, A_2$  : section d'armatures verticales.

$\sigma(10\text{‰})$  = Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de 10‰.

Combinaisons courantes :  $\sigma(10\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$

$$\text{Combinaisons accidentelles : } \sigma(10\%) = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

## 2) Section d'armatures minimales :

La section d'armatures verticales doit respecter les conditions suivantes :

### ▪ Compression simple

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à la direction de ces armatures.

$$0,2\%.B \leq A_{\min} \leq 5\%.B$$

B : Section du béton comprimé.  $A_{\min} = \frac{B \cdot f_{t28}}{fe}$

### ▪ Traction simple :

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2% de la section horizontale du béton tendue (RPA99/modifier2003).

## 3) Les armatures horizontales :

La section d'armatures horizontales est donnée par :

$$A_H \geq \frac{A_V}{4} \quad (\text{B.A.E.L})$$

$$A_H \geq 0,15\%.B \quad (\text{RPA99})$$

$$A_H \geq \max \left\{ \frac{A_V}{4}; 0,15\%.B \right\}$$

$A_V$  : Section d'armatures verticales adoptée.

B : Section du béton.

Ces armatures horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\Phi$ , dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales doivent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

## 4) Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont généralement des épingles, elles ont pour rôle :

- 1- De relier les deux nappes d'armatures verticales avec au moins 4 épingles par mètre carrés.
- 2- De renforcer les parties extérieures du refend et d'empêcher le flambement des armatures verticales sous l'effet de la compression.

### 5) Les armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est calculée comme suit :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e} \\ \bar{T} = 1.4 T_K \end{cases}$$

Avec :  $\bar{T}$  : L'effort tranchant majoré à la base du voile.

$T_K$  : L'effort tranchant au niveau considéré.

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.

$A_{vj}$  : Section d'armatures de couture.

On ajoute cette quantité d'armatures à la section d'armatures tendues nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

### 6) Les potelets :

A chaque extrémité du trumeau, les barres verticales devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont les espacements ne doivent pas dépasser l'épaisseur du trumeau.

La section d'armatures des potelets doit être supérieure ou égale à 4HA10 (RPA99/2003).

### 7) Les dispositions constructives :

- a- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivante :

$$S_t \leq \min \{ 1,5.e ; 30\text{cm} \}.$$

Avec :  $e$  : épaisseur du voile.

- b- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres verticales doit être réduit à moitié sur une longueur égale  $1/10 L$  (largeur du voile) et ne doit pas dépasser 15cm.
- c- Le diamètre des armatures verticales et horizontales ne doit pas dépasser  $(1/10)$  de l'épaisseur du voile.
- d- Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
- $40\Phi$  : pour les barres situées dans les zones comprimées où le renversement du signe des efforts est possible.
  - $20\Phi$  : pour les barres situées dans les zones comprimées, sous toutes les combinaisons possibles des charges.

Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivants :

• Ferrailage des voiles VL1:

| Caractéristiques géométriques                   | Zone   |         | I                              | II       | III      | IV       | V        |       |
|---|--|---------|--------------------------------|----------|----------|----------|----------|-------|
|   | hpoutre(m)                                       |         | 0.35                           | 0.35     | 0.35     | 0.35     | 0.35     |       |
|   | hauteur etage (m)                                |         | 3.1                            | 3.89     | 3.06     | 3.06     | 3.06     |       |
|   | L (m)  |         | 4.00                           | 4.00     | 4.00     | 4.00     | 4.00     |       |
|   | e (m)  |         | 0.20                           | 0.20     | 0.20     | 0.20     | 0.20     |       |
|   | B (m <sup>2</sup> )                              |         | 0.8                            | 0.8      | 0.8      | 0.8      | 0.8      |       |
|   | He   |         | 3.100                          | 3.890    | 3.060    | 3.060    | 3.060    |       |
| h   |  | 2.75    | 3.54                           | 2.71     | 2.71     | 2.71     |          |       |
| Solicitation de calcul                          | T(kN)  |         | 792.378                        | 374.200  | 475.230  | 455.620  | 283.500  |       |
|   | N <sub>ser</sub> (kN)                            |         | 5206.50                        | 4317.65  | 3760.74  | 3385.06  | 2098.24  |       |
|   | Vu (kN)  |         | 1109.329                       | 523.880  | 665.322  | 637.868  | 396.900  |       |
|   | σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )            |         | 4202.000                       | 4202.000 | 4202.000 | 4202.000 | 4202.000 |       |
|   | σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )            |         | 3562.420                       | 4229.140 | 3029.020 | 3183.880 | 3044.640 |       |
|   | σs (kN/m <sup>2</sup> )                          |         | 348.00                         | 348.00   | 348.00   | 348.00   | 348.00   |       |
|   | L <sub>c</sub>                                   |         | 2.16                           | 1.99     | 2.32     | 2.28     | 2.32     |       |
|   | L <sub>t</sub>                                   |         | 1.84                           | 2.01     | 1.68     | 1.72     | 1.68     |       |
|   | d  |         | 1.38                           | 1.33     | 1.36     | 1.36     | 1.36     |       |
|   | d <sub>adopté</sub>                              |         | 0.92                           | 1.00     | 0.84     | 0.86     | 0.84     |       |
|   | d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>        |         | 0.92                           | 1.00     | 0.84     | 0.86     | 0.84     |       |
|   | σ <sub>1</sub>                                   |         | 1781.210                       | 2114.570 | 1514.510 | 1591.940 | 1522.320 |       |
|   | N <sub>1</sub>                                   |         | 490.35                         | 636.41   | 380.65   | 411.75   | 383.76   |       |
| N <sub>2</sub>                                  |  | 163.45  | 212.14                         | 126.88   | 137.25   | 127.92   |          |       |
| armatures verticales                            | A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )        |         | 14.09                          | 18.29    | 10.94    | 11.83    | 11.03    |       |
|   | A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )        |         | 4.70                           | 6.10     | 3.65     | 3.94     | 3.68     |       |
|   | A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )               |         | 35.07                          | 16.56    | 21.03    | 20.16    | 12.55    |       |
|   | A' <sub>v1</sub> /bande/nappe                    |         | 20.86                          | 20.43    | 15.20    | 14.87    | 14.16    |       |
|   | A' <sub>v2</sub> /bande/nappe                    |         | 13.46                          | 10.24    | 8.90     | 8.98     | 6.81     |       |
| armatures minimales                             | A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> ) |         | 12.01                          | 11.96    | 11.56    | 12.20    | 12.05    |       |
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | A' <sub>v1</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )       |         | 20.96                          | 20.96    | 15.386   | 15.386   | 15.386   |       |
|   | A' <sub>v2</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )       |         | 12.31                          | 12.31    | 12.31    | 12.31    | 12.31    |       |
|   | Choix de A(cm <sup>2</sup> )                     | Bande 1 | 10HA16                         | 10HA16   | 10HA14   | 10HA14   | 10HA14   |       |
|   | Choix de A(cm <sup>2</sup> )                     | Bande 2 | 8HA14                          | 8HA14    | 8HA14    | 8HA14    | 8HA14    |       |
|   | ST   |         | 30                             | 30       | 30       | 30       | 30       |       |
|   | Espacement (cm)                                  | Bande 1 | 10                             | 10       | 10       | 10       | 10       |       |
|   | Bande 2  | 20      | 20                             | 20       | 20       | 20       |          |       |
| Armatures horizontales                          | AH (cm <sup>2</sup> )                            |         | 6.98                           | 6.98     | 6.98     | 6.98     | 6.98     |       |
|   | AH adopté (cm <sup>2</sup> )                     |         | 7.693                          | 7.693    | 7.693    | 7.693    | 7.693    |       |
|   | choix de la section                              |         | 5HA14                          | 5HA14    | 5HA14    | 5HA14    | 5HA14    |       |
| Armatures transversales                         | Espacement st(cm)                                |         | 20                             | 20       | 20       | 20       | 20       |       |
|   | At adoptées                                      |         | 4 épingles HA8 /m <sup>2</sup> |          |          |          |          |       |
| Vérification des constructions                  | τ <sub>b</sub> = 5MPa                            |         | τ <sub>b</sub>                 | 1.541    | 0.728    | 0.924    | 0.886    | 0.551 |
|   | 2,26 Mpa   |         | τ <sub>u</sub>                 | 1.101    | 0.520    | 0.660    | 0.633    | 0.394 |
|   | σ <sub>bc</sub> = 15MPa                          |         | σ <sub>bc</sub>                | 6.226    | 5.163    | 4.544    | 4.090    | 2.535 |

• Ferrailage des voiles VL2:

| Caractéristiques géométriques                   | Zone   | I                              | II       | III      | IV       | V        |        |
|---|--|--------------------------------|----------|----------|----------|----------|--------|
|   | hpoutre(m)                                       | 0.35                           | 0.35     | 0.35     | 0.35     | 0.35     |        |
|   | hauteur etage (m)                                | 3.1                            | 3.89     | 3.06     | 3.06     | 3.06     |        |
|   | L (m)  | 3.50                           | 3.50     | 3.50     | 3.50     | 3.50     |        |
|   | e (m)  | 0.20                           | 0.20     | 0.20     | 0.20     | 0.20     |        |
|   | B (m <sup>2</sup> )                              | 0.7                            | 0.7      | 0.7      | 0.7      | 0.7      |        |
|   | He   | 3.100                          | 3.890    | 3.060    | 3.060    | 3.060    |        |
|   | h  | 2.75                           | 3.54     | 2.71     | 2.71     | 2.71     |        |
| Solicitation de calcul                          | T(kN)  | 586.094                        | 420.740  | 412.410  | 400.120  | 397.230  |        |
|   | N <sub>ser</sub> (kN)                            | 5026.44                        | 4367.45  | 3786.53  | 3432.77  | 2088.68  |        |
|   | Vu (kN)  | 820.532                        | 589.036  | 577.374  | 560.168  | 556.122  |        |
|   | σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )            | 3441.960                       | 2576.750 | 1815.890 | 1416.470 | 2546.440 |        |
|   | σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )            | 4031.210                       | 3320.080 | 2500.670 | 2421.840 | 2767.180 |        |
|   | σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )              | 348.00                         | 348.00   | 348.00   | 348.00   | 348.00   |        |
|   | L <sub>c</sub>                                   | 1.61                           | 1.53     | 1.47     | 1.29     | 1.68     |        |
|   | L <sub>t</sub>                                   | 1.89                           | 1.97     | 2.03     | 2.21     | 1.82     |        |
|   | d  | 1.07                           | 1.02     | 0.98     | 0.86     | 1.12     |        |
|   | d <sub>adopté</sub>                              | 0.94                           | 0.99     | 0.98     | 0.86     | 0.91     |        |
|   | d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>        | 0.94                           | 0.99     | 1.05     | 1.35     | 0.91     |        |
|   | σ <sub>1</sub>                                   | 2015.605                       | 1660.040 | 1290.077 | 1477.527 | 1383.590 |        |
|   | N <sub>1</sub>                                   | 570.81                         | 490.69   | 372.09   | 335.77   | 378.28   |        |
| N <sub>2</sub>                                  | 190.27   | 163.56                         | 134.95   | 199.07   | 126.09   |          |        |
| armatures verticales                            | A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )        | 16.40                          | 14.10    | 10.69    | 9.65     | 10.87    |        |
|   | A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )        | 5.47                           | 4.70     | 3.88     | 5.72     | 3.62     |        |
|   | A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )               | 25.94                          | 18.62    | 18.25    | 17.71    | 17.58    |        |
|   | A'v1/bande/nappe                                 | 19.89                          | 18.76    | 15.25    | 14.08    | 15.26    |        |
|   | A'v2/bande/nappe                                 | 11.95                          | 9.35     | 8.44     | 10.15    | 8.02     |        |
| lures mini male                                 | A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> ) | 19.95                          | 19.79    | 15.02    | 14.99    | 15.03    |        |
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )                   | 20.96                          | 20.96    | 15.39    | 15.39    | 15.39    |        |
|   | A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )                   | 20.96                          | 20.96    | 15.39    | 15.39    | 15.39    |        |
|   | Choix de A (cm <sup>2</sup> )                    | Bande 1                        | 10HA16   | 10HA16   | 10HA14   | 10HA14   | 10HA14 |
|   | Choix de A (cm <sup>2</sup> )                    | Bande 2                        | 10HA16   | 10HA16   | 10HA14   | 10HA14   | 10HA14 |
|   | ST   |                                | 30       | 30       | 30       | 30       | 30     |
|   | Espacement (cm)                                  | Bande 1                        | 10       | 10       | 10       | 10       | 10     |
|   | Bande 2  | 20                             | 20       | 20       | 20       | 20       |        |
| Armatures horizontales                          | AH /nappe (cm <sup>2</sup> )                     | 10.50                          | 10.50    | 10.50    | 10.50    | 10.50    |        |
|   | AH adopté (cm <sup>2</sup> )                     | 5.65                           | 15.39    | 4.52     | 5.52     | 15.39    |        |
|   | choix de la section                              | 7HA14                          | 7HA14    | 7HA14    | 7HA14    | 7HA14    |        |
| Armatures transversales                         | Espacement st(cm)                                | 14                             | 14       | 14       | 14       | 14       |        |
|   | At adoptées                                      | 4 épingles HA8 /m <sup>2</sup> |          |          |          |          |        |
| Véification des contraintes                     | $\bar{\tau}_b = 5MPa$                            | τ <sub>b</sub>                 | 1.302    | 0.935    | 0.916    | 0.889    | 0.883  |
|   | 2,26 Mpa   | τ <sub>u</sub>                 | 0.930    | 0.668    | 0.655    | 0.635    | 0.631  |
|   | $\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$                      | σ <sub>bc</sub>                | 6.828    | 5.932    | 5.203    | 4.717    | 2.870  |

• Ferrailage des voiles VT1:

| Caractéristiques géométriques                   | Zone   |         | I                              | II       | III      | IV       | V        |       |
|---|--|---------|--------------------------------|----------|----------|----------|----------|-------|
|   | hpoutre(m)                                       |         | 0.35                           | 0.35     | 0.35     | 0.35     | 0.35     |       |
|   | hauteur etage (m)                                |         | 3.1                            | 3.89     | 3.06     | 3.06     | 3.06     |       |
|   | L (m)  |         | 3.50                           | 3.50     | 3.50     | 3.50     | 3.50     |       |
|   | e (m)  |         | 0.20                           | 0.20     | 0.20     | 0.20     | 0.20     |       |
|   | B (m <sup>2</sup> )                              |         | 0.7                            | 0.7      | 0.7      | 0.7      | 0.7      |       |
|   | He   |         | 3.100                          | 3.890    | 3.060    | 3.060    | 3.060    |       |
|   | h  |         | 2.75                           | 3.54     | 2.71     | 2.71     | 2.71     |       |
| Solicitation de calcul                          | T(kN)  |         | 586.094                        | 420.740  | 412.410  | 400.120  | 397.230  |       |
|   | N <sub>ser</sub> (kN)                            |         | 5026.44                        | 4367.45  | 3786.53  | 3432.77  | 2088.68  |       |
|   | Vu (kN)  |         | 820.532                        | 589.036  | 577.374  | 560.168  | 556.122  |       |
|   | σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )            |         | 3441.960                       | 2576.750 | 1815.890 | 1416.470 | 2546.440 |       |
|   | σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )            |         | 4031.210                       | 3320.080 | 2500.670 | 2421.840 | 2767.180 |       |
|   | σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )              |         | 348.00                         | 348.00   | 348.00   | 348.00   | 348.00   |       |
|   | L <sub>c</sub>                                   |         | 1.61                           | 1.53     | 1.47     | 1.29     | 1.68     |       |
|   | L <sub>t</sub>                                   |         | 1.89                           | 1.97     | 2.03     | 2.21     | 1.82     |       |
|   | d  |         | 1.07                           | 1.02     | 0.98     | 0.86     | 1.12     |       |
|   | d <sub>adopté</sub>                              |         | 0.94                           | 0.99     | 0.98     | 0.86     | 0.91     |       |
|   | d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>        |         | 0.94                           | 0.99     | 1.05     | 1.35     | 0.91     |       |
|   | σ <sub>1</sub>                                   |         | 2015.605                       | 1660.040 | 1290.077 | 1477.527 | 1383.590 |       |
|   | N <sub>1</sub>                                   |         | 570.81                         | 490.69   | 372.09   | 335.77   | 378.28   |       |
| N <sub>2</sub>                                  |  | 190.27  | 163.56                         | 134.95   | 199.07   | 126.09   |          |       |
| armatures verticales                            | A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )        |         | 16.40                          | 14.10    | 10.69    | 9.65     | 10.87    |       |
|   | A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )        |         | 5.47                           | 4.70     | 3.88     | 5.72     | 3.62     |       |
|   | A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )               |         | 25.94                          | 18.62    | 18.25    | 17.71    | 17.58    |       |
|   | A'v1/bande/nappe                                 |         | 20.64                          | 19.95    | 19.99    | 14.08    | 15.26    |       |
|   | A'v2/bande/nappe                                 |         | 18.56                          | 19.04    | 18.52    | 10.15    | 8.02     |       |
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> ) |         | 11.28                          | 10.71    | 10.31    | 9.04     | 11.74    |       |
|   | A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )                   |         | 20.96                          | 20.96    | 20.96    | 15.39    | 18.47    |       |
|   | A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )                   |         | 20.96                          | 20.96    | 20.96    | 12.06    | 15.39    |       |
|   | Choix de A (cm <sup>2</sup> )                    | Bande 1 | 10HA16                         | 10HA16   | 10HA16   | 10HA14   | 10HA14   |       |
|   | Choix de A (cm <sup>2</sup> )                    | Bande 2 | 10HA16                         | 10HA16   | 10HA16   | 10HA14   | 10HA14   |       |
|   | ST   |         | 30                             | 30       | 30       | 30       | 30       |       |
|   | Espacement (cm)                                  | Bande 1 | 10                             | 10       | 10       | 10       | 10       |       |
|   | Bande 2  | 20      | 20                             | 20       | 20       | 20       |          |       |
| Armatures horizontales                          | AH /nappe (cm2)                                  |         | 10.50                          | 10.50    | 10.50    | 10.50    | 10.50    |       |
|   | AH adopté (cm2)                                  |         | 5.65                           | 15.39    | 4.52     | 5.52     | 15.39    |       |
|   | choix de la section                              |         | 7HA14                          | 7HA14    | 7HA14    | 7HA14    | 7HA14    |       |
| Armatures transversales                         | Espacement st(cm)                                |         | 14                             | 14       | 14       | 14       | 14       |       |
|   | At adoptées                                      |         | 4 épingles HA8 /m <sup>2</sup> |          |          |          |          |       |
| Véification des contraintes                     | τ <sub>b</sub> = 5MPa                            |         | τ <sub>b</sub>                 | 1.302    | 0.935    | 0.916    | 0.889    | 0.883 |
|   | 2,26 Mpa   |         | τ <sub>u</sub>                 | 0.930    | 0.668    | 0.655    | 0.635    | 0.631 |
|   | σ <sub>bc</sub> = 15MPa                          |         | σ <sub>bc</sub>                | 6.828    | 5.932    | 5.203    | 4.717    | 2.870 |

• Ferrailage des voiles VT2 :

| Caractéristiques géométriques                   | Zone   |                | I                              | II       | III      | IV       | VI       |
|---|--|----------------|--------------------------------|----------|----------|----------|----------|
|   | hpoutre(m)                                       |                | 0.40                           | 0.40     | 0.40     | 0.40     | 0.40     |
|   | hauteur etage (m)                                |                | 3.1                            | 3.89     | 3.06     | 3.06     | 3.06     |
|   | L (m)  |                | 1.50                           | 1.50     | 1.50     | 1.50     | 1.50     |
|   | e (m)  |                | 0.20                           | 0.20     | 0.20     | 0.20     | 0.20     |
|   | B (m <sup>2</sup> )                              |                | 0.3                            | 0.3      | 0.3      | 0.3      | 0.3      |
|   | He   |                | 3.100                          | 3.890    | 3.060    | 3.060    | 3.060    |
|   | h  |                | 2.70                           | 3.49     | 2.66     | 2.66     | 2.66     |
| Solicitation de calcul                          | T(kN)  |                | 61.708                         | 309.462  | 388.447  | 453.109  | 407.390  |
|   | N <sub>ser</sub> (kN)                            |                | 2382.81                        | 2190.89  | 1936.62  | 1731.43  | 1031.38  |
|   | Vu (kN)  |                | 86.391                         | 433.247  | 543.826  | 634.353  | 570.346  |
|   | σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )            |                | 3281.220                       | 2460.800 | 2192.400 | 1923.650 | 2589.210 |
|   | σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )            |                | 3977.520                       | 3127.340 | 3043.580 | 2787.790 | 2838.230 |
|   | σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )              |                | 380.00                         | 380.00   | 380.00   | 380.00   | 380.00   |
|   | L <sub>c</sub>                                   |                | 0.68                           | 0.66     | 0.63     | 0.61     | 0.72     |
|   | L <sub>t</sub>                                   |                | 0.82                           | 0.84     | 0.87     | 0.89     | 0.78     |
|   | d  |                | 0.45                           | 0.44     | 0.42     | 0.41     | 0.48     |
|   | d <sub>adopté</sub>                              |                | 0.41                           | 0.42     | 0.42     | 0.41     | 0.39     |
|   | d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>        |                | 0.41                           | 0.42     | 0.45     | 0.48     | 0.39     |
|   | σ <sub>1</sub>                                   |                | 1988.760                       | 1563.670 | 1581.980 | 1505.357 | 1419.115 |
|   | N <sub>1</sub>                                   |                | 245.20                         | 196.90   | 193.68   | 175.29   | 166.98   |
| N <sub>2</sub>                                  |  | 81.73          | 65.63                          | 71.70    | 72.15    | 55.66    |          |
| armatures verticales                            | A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )        |                | 6.45                           | 5.18     | 5.10     | 4.61     | 4.39     |
|   | A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )        |                | 2.15                           | 1.73     | 1.89     | 1.90     | 1.46     |
|   | A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )               |                | 2.73                           | 13.69    | 17.19    | 20.05    | 18.03    |
|   | A'v1/bande/nappe                                 |                | 3.91                           | 6.01     | 6.85     | 7.32     | 6.70     |
|   | A'v2/bande/nappe                                 |                | 1.76                           | 4.29     | 5.24     | 5.96     | 5.24     |
| armatures minimales                             | A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> ) |                | 4.75                           | 4.62     | 4.40     | 4.29     | 5.01     |
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )                   |                | 5.65                           | 6.16     | 7.7      | 7.7      | 5.65     |
|   | A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )                   |                | 5.65                           | 6.16     | 5.65     | 6.16     | 6.79     |
|   | Choix de A (cm <sup>2</sup> )                    | Bande 1        | 5HA12                          | 4HA14    | 5HA14    | 5HA14    | 5HA12    |
|   | Choix de A (cm <sup>2</sup> )                    | Bande 2        | 5HA12                          | 4HA14    | 5HA12    | 4HA14    | 6HA12    |
|   | ST   |                | 30                             | 30       | 30       | 30       | 30       |
|   | Espacement (cm)                                  | Bande 1        | 20                             | 25       | 20       | 20       | 20       |
|   |  | Bande 2        | 20                             | 25       | 20       | 25       | 15       |
| Armatures horizontales                          | AH /nappe (cm <sup>2</sup> )                     |                | 4.50                           | 4.50     | 4.50     | 4.50     | 4.50     |
|   | AH adopté (cm <sup>2</sup> )                     |                | 4.52                           | 4.52     | 4.52     | 4.52     | 4.52     |
|   | choix de la section                              |                | 4HA12                          | 4HA12    | 4HA12    | 4HA12    | 4HA12    |
|   | Espacement st(cm)                                |                | 25                             | 25       | 25       | 25       | 25       |
| Véification des contraintes                     | At adoptées                                      |                | 4 épingles HA8 /m <sup>2</sup> |          |          |          |          |
|   | $\bar{\tau}_b = 5MPa$                            | τ <sub>b</sub> | 0.320                          | 1.605    | 2.014    | 2.349    | 2.112    |
|   | 2,26 Mpa   | τ <sub>u</sub> | 0.229                          | 1.146    | 1.439    | 1.678    | 1.509    |
| $\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$                     | σ <sub>bc</sub>                                  | 7.724          | 7.085                          | 6.216    | 5.557    | 3.325    |          |

• Ferrailage des voiles VT3 :

| Caractéristiques géométriques                   | Zone   | I                              | II       | III      | IV       | VI       |       |
|---|--|--------------------------------|----------|----------|----------|----------|-------|
|   | hpoutre(m)                                       | 0.40                           | 0.40     | 0.40     | 0.40     | 0.40     |       |
|   | hauteur etage (m)                                | 3.1                            | 3.89     | 3.06     | 3.06     | 3.06     |       |
|   | L (m)  | 1.00                           | 1.00     | 1.00     | 1.00     | 1.00     |       |
|   | e (m)  | 0.20                           | 0.20     | 0.20     | 0.20     | 0.20     |       |
|   | B (m <sup>2</sup> )                              | 0.2                            | 0.2      | 0.2      | 0.2      | 0.2      |       |
|   | He   | 3.100                          | 3.890    | 3.060    | 3.060    | 3.060    |       |
|   | h  | 2.70                           | 3.49     | 2.66     | 2.66     | 2.66     |       |
| Solicitation de calcul                          | T(kN)  | 180.957                        | 35.720   | 79.378   | 116.697  | 127.296  |       |
|   | N <sub>ser</sub> (kN)                            | 1165.28                        | 1065.93  | 928.26   | 833.16   | 332.42   |       |
|   | Vu (kN)  | 253.340                        | 50.008   | 111.129  | 163.376  | 178.214  |       |
|   | σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )            | 3281.220                       | 2460.800 | 1097.680 | 1046.890 | 2077.230 |       |
|   | σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )            | 3977.520                       | 3127.340 | 2670.040 | 2650.990 | 2322.560 |       |
|   | σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )              | 380.00                         | 380.00   | 380.00   | 380.00   | 380.00   |       |
|   | L <sub>c</sub>                                   | 0.45                           | 0.44     | 0.29     | 0.28     | 0.47     |       |
|   | L <sub>t</sub>                                   | 0.55                           | 0.56     | 0.71     | 0.72     | 0.53     |       |
|   | d  | 0.30                           | 0.29     | 0.19     | 0.19     | 0.31     |       |
|   | d <sub>adopté</sub>                              | 0.27                           | 0.28     | 0.19     | 0.19     | 0.26     |       |
|   | d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>        | 0.27                           | 0.28     | 0.51     | 0.53     | 0.26     |       |
|   | σ <sub>1</sub>                                   | 1988.760                       | 1563.670 | 1938.253 | 1953.063 | 1161.280 |       |
|   | N <sub>1</sub>                                   | 163.46                         | 131.26   | 89.50    | 86.90    | 91.95    |       |
|   | N <sub>2</sub>                                   | 54.49                          | 43.75    | 99.71    | 103.15   | 30.65    |       |
| armatures verticales                            | A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )        | 4.30                           | 3.45     | 2.36     | 2.29     | 2.42     |       |
|   | A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )        | 1.43                           | 1.15     | 2.62     | 2.71     | 0.81     |       |
|   | A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )               | 8.01                           | 1.58     | 3.51     | 5.16     | 5.63     |       |
|   | A'v1/bande/nappe                                 | 4.15                           | 2.12     | 2.06     | 2.43     | 2.62     |       |
|   | A'v2/bande/nappe                                 | 2.72                           | 0.97     | 2.19     | 2.65     | 1.81     |       |
| armatures minimales                             | A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> ) | 3.16                           | 3.08     | 2.04     | 1.98     | 3.30     |       |
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )                   | 4.62                           | 4.62     | 4.62     | 4.62     | 4.62     |       |
|   | A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )                   | 4.62                           | 4.62     | 4.62     | 4.62     | 4.62     |       |
|   | Choix de A (cm <sup>2</sup> )                    | Bande 1                        | 3HA14    | 3HA14    | 3HA14    | 3HA14    | 3HA14 |
|   | Choix de A (cm <sup>2</sup> )                    | Bande 2                        | 3HA14    | 3HA14    | 3HA14    | 3HA14    | 3HA14 |
|   | ST   |                                | 30       | 30       | 30       | 30       | 30    |
|   | Espacement (cm)                                  | Bande 1                        | 13       | 13       | 13       | 13       | 13    |
|   |  | Bande 2                        | 13       | 13       | 13       | 13       | 13    |
| Armatures horizontales                          | AH /nappe (cm2)                                  | 3.00                           | 3.00     | 3.00     | 3.00     | 3.00     |       |
|   | AH adopté (cm2)                                  | 4.52                           | 4.52     | 4.52     | 4.52     | 4.52     |       |
|   | choix de la section                              |                                | 4HA12    | 4HA12    | 4HA12    | 4HA12    | 4HA12 |
| Armatures transversales                         | Espacement st(cm)                                | 25                             | 25       | 25       | 25       | 25       |       |
|   | At adoptées                                      | 4 épingles HA8 /m <sup>2</sup> |          |          |          |          |       |
| Véification des contraintes                     | $\bar{\tau}_b = 5MPa$                            | τ <sub>b</sub>                 | 1.407    | 0.278    | 0.617    | 0.908    | 0.990 |
|   | 2,26 Mpa   | τ <sub>u</sub>                 | 1.005    | 0.198    | 0.441    | 0.648    | 0.707 |
|   | $\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$                      | σ <sub>bc</sub>                | 5.635    | 5.155    | 4.489    | 4.029    | 1.608 |

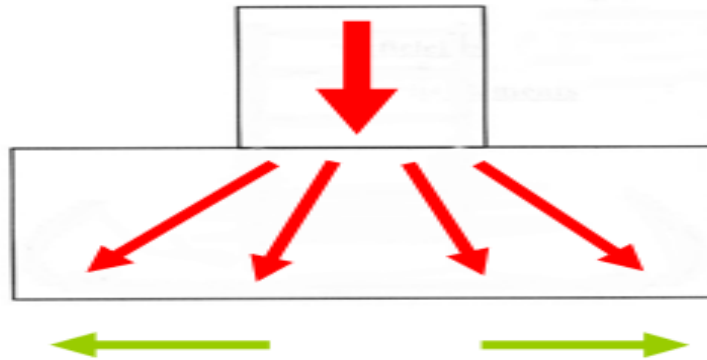
• Ferraillage des voiles VT4 :

| Caractéristiques géométriques                    | Zone   |                 | I                              | II       | III      | IV       | VI       |
|--|--|-----------------|--------------------------------|----------|----------|----------|----------|
|  | hpoutre(m)                                       |                 | 0.40                           | 0.40     | 0.40     | 0.40     | 0.40     |
|  | hauteur etage (m)                                |                 | 3.1                            | 3.89     | 3.06     | 3.06     | 3.06     |
|  | L (m)  |                 | 4.00                           | 4.00     | 4.00     | 4.00     | 4.00     |
|  | e (m)  |                 | 0.20                           | 0.20     | 0.20     | 0.20     | 0.20     |
|  | B (m <sup>2</sup> )                              |                 | 0.8                            | 0.8      | 0.8      | 0.8      | 0.8      |
|  | He   |                 | 3.100                          | 3.890    | 3.060    | 3.060    | 3.060    |
|  | h  |                 | 2.70                           | 3.49     | 2.66     | 2.66     | 2.66     |
| Solicitation de calcul                           | T(kN)  |                 | 17.780                         | 18.259   | 17.892   | 19.914   | 11.410   |
|  | N <sub>ser</sub> (kN)                            |                 | 1528.17                        | 1334.03  | 1171.64  | 1074.78  | 671.30   |
|  | Vu (kN)  |                 | 24.892                         | 25.563   | 25.049   | 27.880   | 15.974   |
|  | σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )            |                 | 4816.210                       | 3884.680 | 3047.980 | 2663.490 | 1573.980 |
|  | σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )            |                 | 5915.450                       | 4737.660 | 3618.810 | 3036.290 | 2056.570 |
|  | σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )              |                 | 380.00                         | 380.00   | 380.00   | 380.00   | 380.00   |
|  | L <sub>c</sub>                                   |                 | 1.80                           | 1.80     | 1.83     | 1.87     | 1.73     |
|  | L <sub>t</sub>                                   |                 | 2.20                           | 2.20     | 2.17     | 2.13     | 2.27     |
|  | d  |                 | 1.20                           | 1.20     | 1.22     | 1.25     | 1.16     |
|  | d <sub>adopté</sub>                              |                 | 1.10                           | 1.10     | 1.09     | 1.07     | 1.13     |
|  | d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>        |                 | 1.10                           | 1.10     | 1.09     | 1.07     | 1.13     |
|  | σ <sub>1</sub>                                   |                 | 2957.725                       | 2368.830 | 1809.405 | 1518.145 | 1028.285 |
| N <sub>1</sub>                                   |  | 978.21          | 780.95                         | 589.30   | 485.23   | 349.49   |          |
| N <sub>2</sub>                                   |  | 326.07          | 260.32                         | 196.43   | 161.74   | 116.50   |          |
| armatures verticales                             | A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )        |                 | 25.74                          | 20.55    | 15.51    | 12.77    | 9.20     |
|  | A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )        |                 | 8.58                           | 6.85     |          | 4.26     | 3.07     |
|  | A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )               |                 | 0.79                           | 0.81     | 0.79     | 0.88     | 0.50     |
|  | A'v1/bande/nappe                                 |                 | 13.07                          | 10.48    | 7.95     | 6.60     | 4.72     |
|  | A'v2/bande/nappe                                 |                 | 4.49                           | 3.63     | 0.20     | 2.35     | 1.66     |
| armatures minimales                              | A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> ) |                 | 12.57                          | 12.62    | 12.80    | 13.08    | 12.14    |
| Ferraillage adopté pour les armatures verticales | A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )                   |                 | 13.57                          | 13.57    | 13.57    | 13.57    | 12.44    |
|  | A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )                   |                 | 13.57                          | 13.57    | 13.57    | 13.57    | 12.44    |
|  | Choix de A (cm <sup>2</sup> )                    | Bande 1         | 12HA12                         | 12HA12   | 12HA12   | 12HA12   | 12HA12   |
|  | Choix de A (cm <sup>2</sup> )                    | Bande 2         | 12HA12                         | 12HA12   | 12HA12   | 12HA12   | 12HA12   |
|  | ST   |                 | 30                             | 30       | 30       | 30       | 30       |
|  | Espacement (cm)                                  | Bande 1         | 10                             | 10       | 10       | 10       | 10       |
|  | Bande 2  | 20              | 20                             | 20       | 20       | 20       |          |
| Armatures horizontales                           | AH /nappe (cm <sup>2</sup> )                     |                 | 12.00                          | 12.00    | 12.00    | 12.00    | 12.00    |
|  | AH adopté (cm <sup>2</sup> )                     |                 | 12.32                          | 4.52     | 4.52     | 4.52     | 4.52     |
|  | choix de la section                              |                 | 8HA14                          | 8HA14    | 8HA14    | 8HA14    | 8HA14    |
| Armatures transversales                          | Espacement st(cm)                                |                 | 12.5                           | 12.5     | 12.5     | 12.5     | 12.5     |
|  | At adoptées                                      |                 | 4 épingles HA8 /m <sup>2</sup> |          |          |          |          |
| Véification des contraintes                      | $\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$                     | τ <sub>b</sub>  | 0.035                          | 0.036    | 0.035    | 0.039    | 0.022    |
|  | 2,26 Mpa   | τ <sub>u</sub>  | 0.025                          | 0.025    | 0.025    | 0.028    | 0.016    |
|  | $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$               | σ <sub>bc</sub> | 1.863                          | 1.626    | 1.428    | 1.310    | 0.820    |

## I. Introduction :

Les fondations sont des organes de transmission des charges provenant de la superstructure vers le sol. Les charges sont véhiculées par les éléments porteurs.

L'effort de compression du poteau se transmet aux fondations par des bielles de compression inclinées.



La résultante horizontale de ces bielles donne 2 forces de sens opposés de la traction (flèches vertes). D'où la nécessité de placer des armatures.

### 1) Importance de l'étude des fondations :

Le sol étant l'élément de base d'une construction, l'étude des fondations est de la première importance.

La connaissance du sol de fondation doit précéder toute étude de structure quelle qu'elle soit.

En effet, le sol est une donnée alors que la structure est à définir et pour une bonne partie, la conception de celle-ci sera fonction des caractéristiques du sol de fondation.

#### ➤ Type de fondation :

Selon la hauteur d'encastrement « D », c'est-à-dire l'épaisseur minimale des terres qui se trouvent au-dessus de la base de la fondation, et la largeur de la base « B », on peut définir les fondations comme étant :

- superficielle si  $D < 1,5.B$
- semi-profondes si  $1,5.B < D < 5.B$
- profondes si  $D > 5.B$

#### a) Fondation superficielles :

Les fondations superficielles forment un type d'assise pouvant être mise en place sur des sols de bonne portance, c'est-à-dire capables de reprendre les charges du bâtiment en entraînant un tassement minimum.

Leur simplicité de réalisation et leur faible coût font de ce type de fondation les structures les plus courantes.

Selon la structure qu'elles supportent, les fondations superficielles peuvent porter différents noms :

- on parlera de semelles isolées si elles se trouvent sous un poteau
- on parlera de semelles filantes ou linéaires si elles supportent un voile ou un mur
- on parlera de radier si elles forment une dalle posée sur le sol.

Le niveau de sol sur lequel reposent les fondations superficielles est appelé "niveau d'assise", "fond de coffre" ou encore "fond de fouille".

**b) Fondation profondes :**

Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante ; le bon sol se trouve à une grande profondeur

Les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits.

**2. Étude 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 nous ont donné :

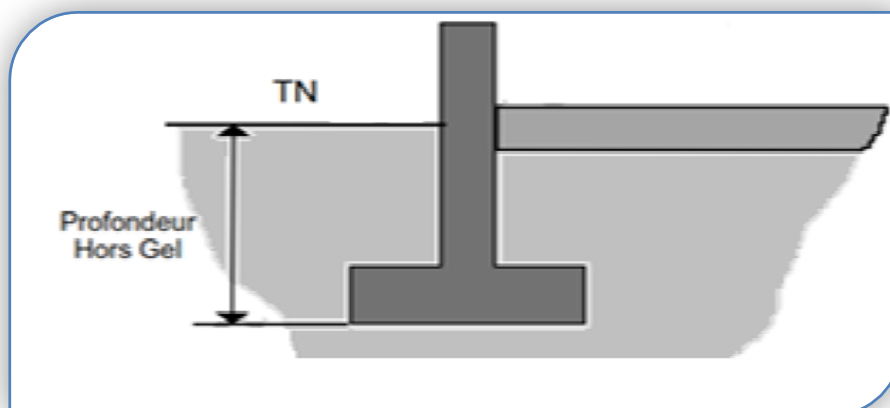
- Une contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol} = 2\text{bars}$  à 2m de profondeur -

Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux

➤ Le choix du type de fondation doit satisfaire les critères suivants :

- La stabilité de l'ouvrage
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Un faible coût de réalisation (économie)
- La durée de vie
- Le choix du type de fondation est fonction de :
  - La nature du terrain et sa résistance.
  - Profondeur du bon sol.
  - des caractéristiques topographiques du terrain
  - les conditions relatives au voisinage du projet
  - Profondeur hors gel des semelles de fondation :

Les cycles de gel-dégel peuvent détruire le sol d'assise des semelles de fondation et c'est pourquoi il est impératif de construire les fondations à une profondeur « hors-gel » suffisante. Cette profondeur varie selon la zone climatique ; l'altitude et selon la capacité portante du sol.



**II. Dimensionnement :**

Les fondations superficielles sont calculées à l'état limite de service pour leur dimensionnement et à l'état limite ultime pour leurs armatures

**1 Semelles isolées :**

Les semelles isolées sont les fondations des poteaux. Leurs dimensions sont homothétiques à celles du poteau que la fondation supporte

Pour le pré dimensionnement il faut considérer l'effort normal  $N_s$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC

$$BA \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \quad \left. \vphantom{BA} \right\} \quad B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \quad 1$$

$$\left. \begin{array}{l} N_s = 684.35 \text{ KN} \\ \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{array} \right\} \quad B \geq \frac{684.35}{200}$$

On aura donc  $A=B=1.90 \text{ m}$

Vue l'importance de leur dimensions (risque de chevauchements) on va opter pour des semelles filantes

**I. Les semelles filantes :**

Les semelles filantes sont les fondations des voiles

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Avec :

B : la largeur de la semelle

L : longueur de la semelle

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol

G : charge permanent à la base du voile considéré

Q : surcharge d'exploitation à la base du voile considéré

**a. Semelle filantes sous voiles :**

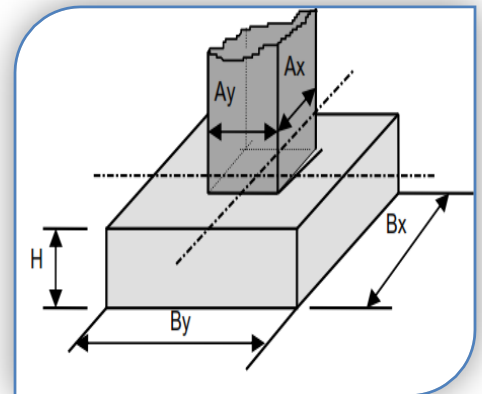


Figure 8-1 : Semelle isolée sous poteau

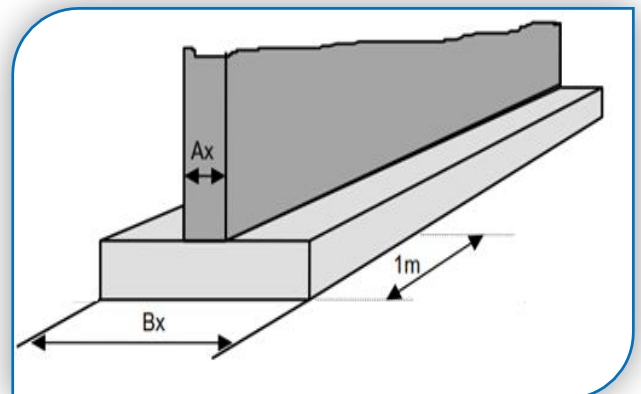


Figure 8-2 : Semelle filante sous voile

➤ Sens transversal :

| Voile  | $N_s=G+Q$ (KN) | L(m) | $\overline{\sigma}_{sol} \cdot L$ | $B \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol} L}$ | $S = B \times L$ (m <sup>2</sup> ) |
|--------|----------------|------|-----------------------------------|--|------------------------------------|
| VT123  | 1505.14        | 4.3  | 860                               | 1.75   | 7.52                               |
| VT4-11 | 1203.25        | 1.5  | 300                               | 4.01   | 6.01                               |
| VT1217 | 999.35         | 1    | 200                               | 4.99   | 4.99                               |
| VT1819 | 1543.24        | 4    | 800                               | 1.929  | 7.72                               |
| Somme  |                |      |                                   |  | 116.12                             |

➤ Sens longitudinale :

| Voile | $N_s=G+Q$ (KN) | L(m) | $\overline{\sigma}_{sol} \cdot L$ | $B \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol} L}$ | $S = B \times L$ (m <sup>2</sup> ) |
|-------|----------------|------|-----------------------------------|--|------------------------------------|
| VL1-8 | 1936.21        | 3.5  | 700                               | 2.77   | 9.68                               |
| VL917 | 2136.3         | 4    | 800                               | 2.67   | 10.68                              |
| Somme |                |      |                                   |  | 173.58                             |

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :  $S_v = \sum B_i \times L_i$ .

$$S_{voiles} = 116.12 + 173.58 = 289.7 \text{ m}$$

**b. Semelle filantes sous poteaux :**

| Poteaux | $N_s=G+Q$ (kn) | $M_i$ (kn.m) |
|---------|----------------|--------------|
| C28     | 140.44         | -0.31        |
| C27     | 168.44         | -0.326       |
| C26     | 684.45         | 2.199        |
| C25     | 141.61         | 6.165        |
| C24     | 125.92         | -7.216       |
| C23     | 158.61         | 0.457        |
| C22     | 110.19         | 0.636        |
| Somme   | 1529.56        | 1.623        |

| Poteaux | $N_s=G+Q$ (kn) | $M_i$ (kn.m) |
|---------|----------------|--------------|
| C39     | 4.77           | -1.213       |
| C7      | 162.1          | -0.364       |
| C14     | 159.87         | -0.331       |
| C21     | 157.69         | -0.363       |
| C28     | 140.44         | -0.31        |
| Somme   | 624.87         | -2.581       |

| Poteaux | $N_s=G+Q$ (kn) | $M_i$ (kn.m) |
|---------|----------------|--------------|
| C33     | 101.81         | -0.571       |
| C6      | 186.66         | -0.045       |
| C13     | 187.13         | -0.154       |
| C20     | 186.6          | -0.188       |
| C27     | 168.44         | -0.326       |
| C38     | 88.23          | -0.18        |
| Somme   | 918.87         | 1.464        |

| Poteaux | $N_s=G+Q$ (kn) | $M_i$ (kn.m) |
|---------|----------------|--------------|
| C29     | 142.32         | -0.104       |
| C2      | 549.57         | 0.894        |
| C9      | 182            | 0.314        |
| C16     | 178.84         | 0.268        |
| C23     | 158.61         | 0.457        |
| C34     | 77.78          | 0.294        |
| Somme   | 1289.12        | 2.123        |

| Poteaux | $N_s=G+Q$ (kn) | $M_i$ (kn.m) |
|---------|----------------|--------------|
| C30     | 136.25         | -0.131       |
| C3      | 332.19         | -1.701       |
| C10     | 328.17         | -3.93        |
| C17     | 165.7          | -4.43        |
| C24     | 125.92         | -7.216       |
| C35     | 88.42          | 0.122        |
| Somme   | 1176.65        | -17.286      |

| Poteaux | N <sub>s</sub> =G+Q<br>(kn) | M <sub>i</sub><br>(kn.m) |
|---------|-----------------------------|--------------------------|
| C40     | 31.13                       | 8.79                     |
| C1      | 124.33                      | 1.773                    |
| C8      | 162.69                      | 0.285                    |
| C15     | 161.63                      | 0.25                     |
| C22     | 110.19                      | 0.636                    |
| C41     | 10.77                       | 1.313                    |
| Somme   | 600.74                      | 13.047                   |

| Poteaux | N <sub>s</sub> =G+Q<br>(kn) | M <sub>i</sub><br>(kn.m) |
|---------|-----------------------------|--------------------------|
| C31     | 140.57                      | -0.171                   |
| C4      | 251.93                      | -0.099                   |
| C11     | 157.04                      | 0.273                    |
| C18     | 178.04                      | 3.81                     |
| C25     | 141.61                      | 6.165                    |
| C36     | 103.62                      | 0.09                     |
| Somme   | 972.81                      | 10.068                   |

On fera le calcul sur le portique le plus sollicité :

• **Etape de calcul :**

☞ Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i = 1529.56 \text{ kn}$

☞ Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$$

$e_i$  : Excentricité par rapport au centre de gravité.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| Poteaux | N <sub>i</sub> (kn) | e <sub>i</sub> (m) | N <sub>i</sub> ×<br>e <sub>i</sub> (kn.m) | M <sub>i</sub> (kn.m) |
|---------|---------------------|--------------------|---|-----------------------|
| C28     | 140.44              | 11.25              | 1579.95                                   | -0.31                 |
| C27     | 168.44              | 7.25               | 1221.19                                   | -0.326                |
| C26     | 684.45              | 3.25               | 2224.4625                                 | 2.199                 |
| C25     | 141.61              | 0.25               | 35.4025                                   | 6.165                 |
| C24     | 125.92              | -3.75              | -472.2                                    | -7.216                |
| C23     | 158.61              | -7.75              | -1229.2275                                | 0.457                 |
| C22     | 110.19              | -11.25             | -1239.6375                                | 0.636                 |
| Somme   | 1529.56             |                    | 2119.94                                   | 1.623                 |

Figure 8-3 : Le portique le plus sollicité

Résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau.

$$e = \frac{2119.94 + 1.623}{1529.56} = 1.38 \text{ m}$$

☞ Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$e < \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e > \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

$$e = 1.38 < \frac{22.5}{6} = 3.75 \text{ m}$$

Donc pour notre cas on a une répartition trapézoïdale

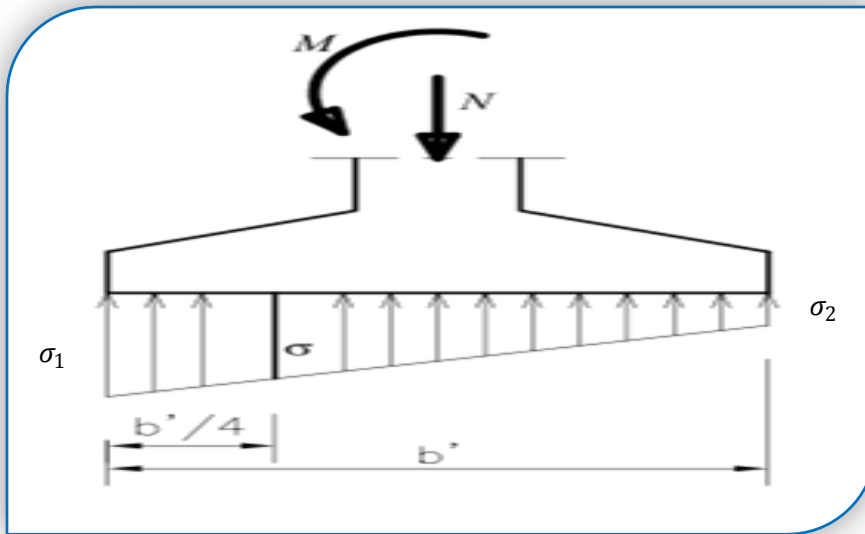


Figure 8-4 : Répartition trapézoïdale

$$q_{min} = \frac{N}{L} \left( 1 - \frac{6 \times e}{L} \right) = \frac{1529.56}{22.5} \left( 1 - \frac{6 \times 1.38}{22.5} \right) = 42.96 \text{ kn/ml.}$$

a.  $q_{max} = \frac{N}{L} \left( 1 + \frac{6 \times e}{L} \right) = \frac{1529.56}{22.5} \left( 1 + \frac{6 \times 1.38}{22.5} \right) = 92.99 \text{ kn/ml.}$

$$\left( q \frac{L}{4} = \frac{N}{L} \left( 1 + \frac{3 \times e}{L} \right) = \frac{1529.56}{22.5} \left( 1 + \frac{3 \times 1.38}{22.5} \right) = 80.49 \text{ kn/ml.} \right.$$

☞ Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{80.49}{200} = 0.404 \approx 0.50 \text{ m}$$

La surface de la semelle filante sous poteau :  $S_p = B \times L = 0.50 \times 22.5 = 11.25 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux :  $S_{\text{Poteaux}} = S_p \times n = 11.25 \times 7 = 78.75 \text{ m}^2$

Avec n : nombre de portique dans le sens considéré.

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_{\text{Poteaux}} + S_{\text{voiles}} = 78.75 + 289.7 = 368.45 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure  $S_{bat} = 440 \text{ m}^2$

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{368.45}{440} = 0.83$$

$$S_t > 50\% S_{bat}$$

La surface totale des semelles filantes représente 83% de la surface du bâtiment

**Conclusion :**

Les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, la solution des semelles filantes est à écarter et on adopte un radier général comme fondation pour notre bâtiment

**II. Etude du radier :**

Le radier général sert d'assise à la construction il correspond au plancher bas du bâtiment

Pour pouvoir retenir ce mode de fondation il faut, toutefois que la construction ne supporte pas de charges d'exploitation présentant d'importantes dissymétries.

Lorsque la condition précédente est réalisée, le radier fonctionne comme un plancher renversé

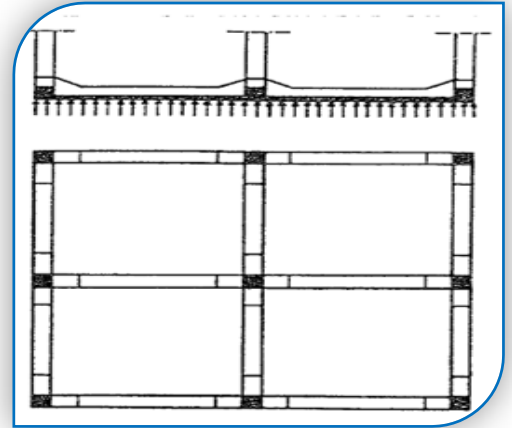


Figure 8-5 : Coupe sur un radier

**1) Pré-dimensionnement du radier :****a. Condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25$  cm)

**b. Condition forfaitaire :**

- La nervure du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{430}{10} = 43 \text{ cm}$$

On opte pour  $h=45$  cm

- La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{4.30}{20} = 0.22 \text{ m}$$

On opte pour une hauteur de la dalle  $h_d = 25$  cm

**c. Condition de rigidité (condition de longueur d'élasticité) :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le radier est rigide s'il vérifie  $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e$

$$\text{On aura donc } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec

- $L_{\max}=4.30\text{m}$  : la plus grande distance entre deux poteaux.
- $L_e$  : longueur élastique.
- $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10819 \text{ MPa}$  : module de déformation longitudinale déferée
- $I = \frac{b \times h^3}{12}$  : inertie d'une bande de 1 m de radier
- $K = 40 \text{ MPa}$  : module de raideur du sol pour un sol moyen.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{2}{3.14} \times 4.30)^4 \frac{3 \times 40}{10819}} = 0.85\text{m} \text{ On opte pour } h=90\text{cm}$$

Finalement en prendra la hauteur de la nervure  $h_n=90\text{cm}$

La largeur de la nervure : doit satisfaire la condition suivante :

$$0.4h_n \leq b \leq 0.7h_n$$

$$0.4 \times 90 \leq b \leq 0.7 \times 90$$

$$36\text{cm} \leq b \leq 63\text{cm}$$

On opte pour une largeur de la nervure  $b=50\text{cm}$

**d. Hauteur de la dalle flottante :**

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_{\text{dalle flottante}} \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$8.6 \leq h_{\text{dalle flottante}} \leq 10.75$$

On opte pour une hauteur de la dalle flottante de 10 m

**e. Le choix définitif des dimensions du radier son les suivants :**

Hauteur des nervures suivent les deux sens .....  $h_n = 90\text{cm}$

Largeur de la nervure .....  $b_n = 50\text{cm}$

Épaisseur de la dalle .....  $h_d = 25\text{cm}$

Dalle flottante .....  $h_{\text{dalle flottante}} = 10\text{cm}$

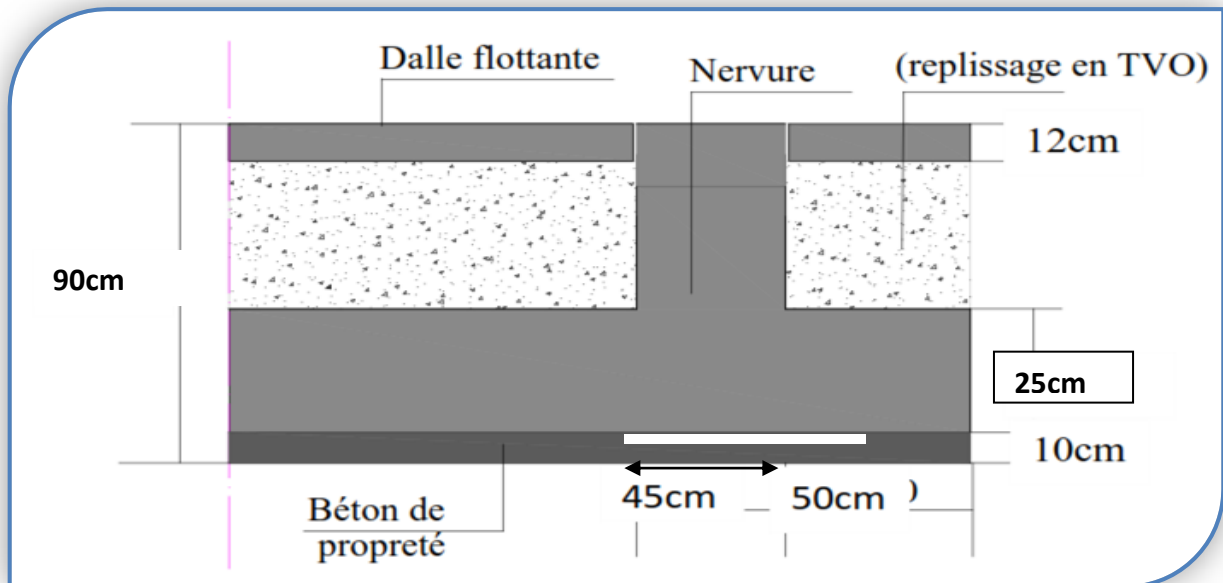


Figure 8-6 : Coupe verticale sur le radier

**f. Détermination de la surface nécessaire au radier :**

$$\rightarrow \text{ELU} : S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$$\rightarrow \text{ELS} : S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$$\text{Avec} : \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\left. \begin{array}{l} G=18822.59\text{KN} \\ Q=7688.98\text{KN} \end{array} \right\} \text{ Ils sont obtenus à l'aide du logiciel}$$

$$\text{ELU} : N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 18822.59 + 1.5 \times 7688.98 = 36943.96$$

$$\text{ELS} : N_s = G + Q = 18822.59 + 7688.98 = 26511.57$$

$$N_u = 36943.96\text{KN}$$

$$N_s = 26511.57\text{KN}$$

**g. Application numérique :**

$$\rightarrow \text{ELU} : S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{36943.96}{1.33 \times 200} = 138.88\text{m}^2$$

$$\rightarrow \text{ELS} : S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{26511.57}{200} = 132.55\text{m}^2$$

$$S_{radier} = \max(S_{radier}^{ELU} ; S_{radier}^{ELS}) = 138.88m^2$$

$$\text{La surface totale du bâtiment } S_{bat} = 440m^2$$

La surface total du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on doit ajouter au radier un débord minimale de largeur ( $L_{déb}$ ) qui est calcule comme suit :

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30cm\right) = \max\left(\frac{90}{2}; 30cm\right) = \max(45cm; 30cm) = 45cm$$

$$\text{Soit un débord de largeur } L_{déb} = 45cm$$

$$S_{déb} = L_{déb} (L_x + L_y) \times 2 = 0.45(19.60 + 22.50) \times 2 = 37.89 \text{ m}$$

La surface totale du radier devient

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{déb} = 440 + 37.89 = 477.89 \text{ m}^2$$

#### h. Détermination des efforts la base du radier :

$$P_{radier} = P_{dalle} + P_{nervure} + P_{TVO} + P_{dalle \text{ flottante}}$$

1. Poids de la dalle :

$$P_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \varphi_b = 477.89 \times 0.25 \times 25 = 2986.81KN$$

2. Poids de la nervure:

$$P_n = b_n (h_n - h_d) \times L \times n \times \varphi_b = 0.5(0.9 - 0.25) \times (19.6 \times 6 + 22.5 \times 7) \times 25 = 2235.18KN$$

3. Poids de TVO :

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$$

$$S_{ner} = b_n \times L \times n = (0.5 \times 19.6 \times 6) + (0.5 \times 22.5 \times 7) = 137.55m^2$$

$$P_{TVO} = (477.89 - 137.55) \times (0.90 - 0.25) \times 17 = 3760.75KN$$

$$\text{Avec : } \rho_{TVO} = 17 \frac{KN}{m^3}$$

4. Poids de la dalle flottante :

$$P_{dalle \text{ flottante}} = (S_{rad} - S_{ner}) \times e_p \times \varphi_b$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = (477.89 - 137.55) \times 0.10 \times 25 = 850.85\text{KN}$$

Donc le poids total du radier est

$$P_{\text{rad}} = 2986.81 + 2235.18 + 3760.75\text{KN} + 850.85 = 9833.59\text{KN}$$

➤ Poids totale de l'ouvrage :

$$G_{\text{rad}} = 9833.59\text{KN} \dots\dots\dots \text{Calculer}$$

$$G_{\text{bat}} = 20360.35\text{KN} \dots\dots\dots \text{ETABS}$$

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{inf}} + G_{\text{sup}} = 9833.59 + 20360.35 = 30193.94\text{KN}$$

➤ Surcharge totale :

$$Q_{\text{sup}} = 7688.91\text{KN} \dots\dots\dots \text{ETABS}$$

$$Q_{\text{inf}} = 5 \times S_{\text{rad}} = 5 \times 477.89 = 2389.45\text{KN} \dots\dots\dots \text{Calculer}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{inf}} + Q_{\text{sup}} = 2389.45 + 7688.91 = 10078.36 \text{ KN}$$

➤ Les combinaisons d'actions :

$$\text{ELU : } N_u = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5Q_{\text{tot}} = 1.35 \times 30193.94 + 1.5 \times 10078.36 = 55879.35\text{KN}$$

$$\text{ELS: } N_s = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 30119.67 + 10078.36 = 40272.3\text{KN}$$

### III. Verifications:

#### 1. Vérification de la contrainte de cisaillement $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right\}$$

$$\text{➤ } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5} \text{MPa}, 4\text{MPa} \right\} = \min \{ 2.5\text{MPa}, 4\text{MPa} \} = 2.5\text{MPa}$$

$$\text{➤ } \tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} = \frac{250.94}{1 \times 0.23} = 1091.07 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 1.091\text{MPa}$$

$$\square \quad b = 1\text{m}$$

$$\square \quad d = 0.9 h_d = 0.9 \times 0.25 = 0.23\text{m}$$

$$\square \quad T_u^{\text{max}} = q_u \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{55779.09 \times 1}{477.89} \times \frac{4.30}{2} = 250.94\text{KN}$$

Enfinement :  $\tau_u = 1.091\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots$  condition vérifiée

#### 2. Vérification de la stabilité du radier :

La vérification de la stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Un effort normal (N)

- Un effort de renversement (M)

$$M = M_0 + T_0 h$$

**Avec :**

$M_0$  : Moment sismique à la base de la structure

$T_0$  : Effort tranchant à la base de la structure

$h$  : profondeur de l'infrastructure

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

➤ Calcul du centre de gravité du radier

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = \frac{(19.6 \times 22.5) \times \frac{19.6}{2}}{19.6 \times 22.5} = 9.8 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = \frac{(19.6 \times 22.5) \times 22.5}{(19.6 \times 22.5)} = 11.25 \text{ m}$$

➤ Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{22.5 \times 19.6^3}{12} = 14117.8 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{19.6 \times 22.5^3}{12} = 18604.68 \text{ m}^4$$

❖ Calcul des moments :

$$M_{xx} = 102874.819 + (4887.54 \times 0.9) = 107273.605 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = 51760.156 + (2389.47 \times 0.9) = 53910.67 \text{ KN.m}$$

➔ Sens longitudinal :

**ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{55879.35}{477.89} + \frac{107273.605}{14117.8} \times 9.8 = 191.39 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{55879.35}{477.89} - \frac{107273.605}{14117.8} \times 9.8 = 42.46 \text{ KN/m}^2$$

**ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{40272.3}{477.89} + \frac{107273.605}{14117.8} \times 9.8 = 158.73 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{40272.3}{477.89} - \frac{107273.605}{14117.8} \times 9.8 = 9.81 \text{ KN/m}^2$$

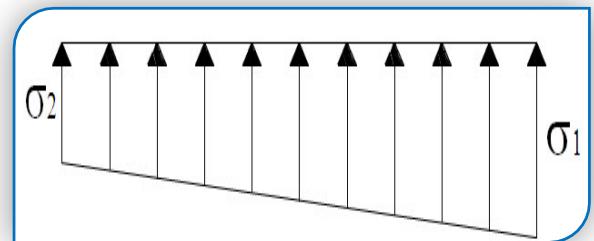


Figure 8-7 : Diagramme des contraintes sous le radier

➔ Sens transversal:

**ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{55879.35}{477.89} + \frac{53910.67}{9400.08} \times 11.25 = 181.54 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{55879.35}{477.89} - \frac{53910.67}{9400.08} \times 11.25 = 52.40 \text{ KN/m}^2$$

**ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{40272.3}{477.89} + \frac{53910.67}{9400.08} \times 11.25 = 148.79 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{40272.3}{477.89} - \frac{53910.67}{9400.08} \times 11.25 = 19.75 \text{ KN/m}^2$$

**3. Vérification de la condition de résistance :**

ELU :  $\sigma_m \leq 1.33 \overline{\sigma_{sol}} = 266 \frac{KN}{m^2}$

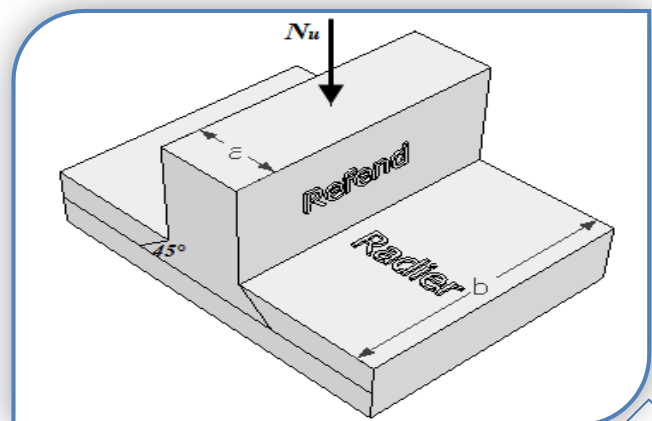
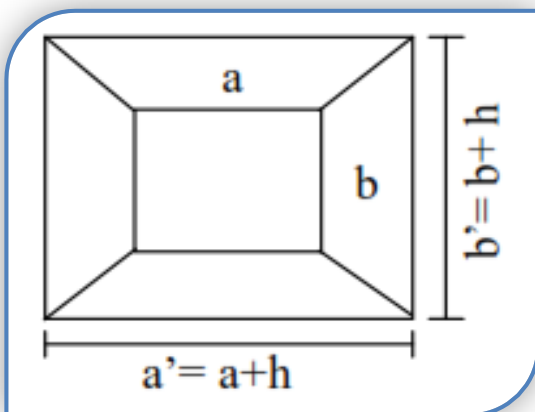
ELS:  $\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} = 200 \frac{KN}{m^2}$

Avec  $\overline{\sigma_{sol}} = 2bars = 200 \frac{KN}{m^2}$

|                   | ELU   |   |   |  |     | ELS   |   |   |  |     |
|-------------------|---|---|---|--|-----|---|---|---|--|-----|
|                   | $\sigma_1$<br>$\left(\frac{KN}{m^2}\right)$ | $\sigma_2$<br>$\left(\frac{KN}{m^2}\right)$ | $\sigma_m$<br>$\left(\frac{KN}{m^2}\right)$ | $1.33\overline{\sigma_{sol}}$<br>$\left(\frac{KN}{m^2}\right)$ | OBS | $\sigma_1$<br>$\left(\frac{KN}{m^2}\right)$ | $\sigma_2$<br>$\left(\frac{KN}{m^2}\right)$ | $\sigma_m$<br>$\left(\frac{KN}{m^2}\right)$ | $\overline{\sigma_{sol}}$<br>$\left(\frac{KN}{m^2}\right)$ | OBS |
| Sens longitudinal | 191.39                                      | 42.46                                       | 116.93                                      | 266  | CV  | 158.73                                      | 9.81  | 84.27                                       | 200  | CV  |
| Sens transversal  | 181.54                                      | 52.40                                       | 116.97                                      | 266  | CV  | 148.79                                      | 19.75                                       | 84.27                                       | 200  | CV  |

**4. Vérification au poinçonnement (Art A.5.2.42 BAEL91 révisées 99) :**

Sous l'action de forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement par effort tranchant.



Cette vérification s'effectue comme suit :  $N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus sollicité.

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$h$  : Epaisseur totale de la dalle

$b$  : On considère une bonde de 1 ml du voile

➤ Calcul du périmètre utile :

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2h)$$

**Poteaux :  $\mu_c = 2(0.40 + 0.40 + 2 \times 0.90) = 5.2\text{m}$**

**Voile :  $\mu_c = 2(0.20 + 1 + 2 \times 0.90) = 6\text{m}$**

➤ Vérification pour les poteaux :

□  $N_u = 956.45\text{ KN}$

□  $\frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 5.2 \times 0.9 \times 25000}{1.5} = 3510\text{ KN}$

$f_{c28} = 25\text{ MPa} = 25000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

$N_u = 956.45\text{ KN} \leq 3510\text{KN} \dots \dots \dots$  Condition Vérifiée

➤ Vérification pour les voiles:

□  $N_u = 3867.2\text{KN}$

□  $\frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 6 \times 0.9 \times 25000}{1.5} = 4050\text{ KN}$

$N_u = 3867.2\text{KN} \leq 4050\text{KN} \dots \dots \dots$  Condition Vérifiée

#### IV. Ferraillage du radier :

Pour le calcul du ferraillage on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91 révisées 99

Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie et appuyé sur les poteaux et les voiles

Les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotes et chargées par la contrainte du sol

Afin de simplifier le calcul on prend le panneau du radier le plus sollicité et nous généraliserons le ferraillage pour le reste des panneaux

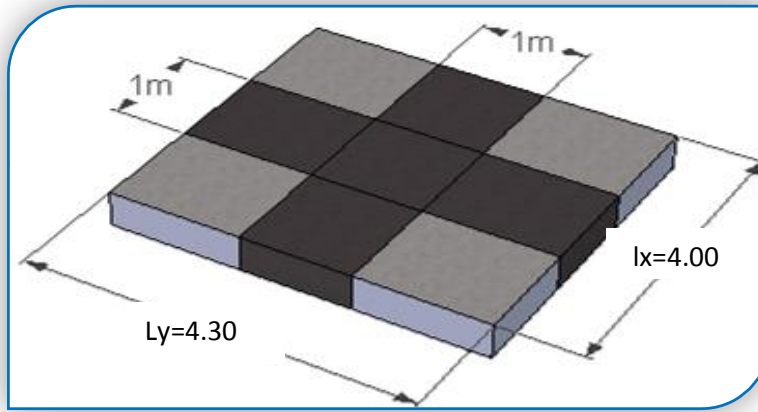


Figure 8-8 : Le panneau le plus sollicité

Les contraintes prises en compte dans le calcul sont :

$$L'ELU : q_u = \sigma_m^{\max} (ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left( 116.79 - \frac{9833.59}{477.89} \right) \times 1 = 96.21 \text{ KN/ml}$$

$$L'ELS : q_s = \sigma_m^{\max} (ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left( 84.27 - \frac{9833.59}{477.89} \right) \times 1 = 63.69 \text{ KN/ml}$$

**1) Identification des panneaux :**

| l <sub>x</sub> (m) | l <sub>y</sub> (m) | $\varphi_x = \frac{l_x}{l_y}$ | ELU     |         | ELS     |         |
|--------------------|--------------------|-------------------------------|---------|---------|---------|---------|
|                    |                    |                               | $\mu_x$ | $\mu_y$ | $\mu_x$ | $\mu_y$ |
| 4.00               | 4.30               | 0.93                          | 0.0428  | 0.841   | 0.05    | 0.891   |

l<sub>x</sub> : petite portée du panneau

l<sub>y</sub> : grand portée du panneau

Les valeurs des coefficients  $\mu_y$  et  $\mu_x$  sont donnés en fonction du rapport  $\varphi_x$  et du coefficient de poisson

$$0.4 < \varphi_x = \frac{l_x}{l_y} = 0.93 < 1 \dots \dots \dots \text{panneau portant dans les deux sens}$$

Donc utilise la méthode exposée dans l'annexe E 3 du BAEL91 modifiée 99

**2) Calcul des moments isostatiques :**

Le moment isostatique dans le sens de l<sub>x</sub> est donné par la formule suivante :  $M_{0x} = \mu_x q l_x^2$

Le moment isostatique dans le sens de l<sub>y</sub> est donné par la formule suivante :  $M_{0y} = \mu_y M_{0x}$

|                                   |                  |                                   |                  |
|-----------------------------------|------------------|-----------------------------------|------------------|
| ELU : $q_u = 96.21 \frac{KN}{ml}$ |                  | ELS : $q_s = 63.69 \frac{KN}{ml}$ |                  |
| $M_{0x} = 65.88$                  | $M_{0y} = 55.40$ | $M_{0x} = 50.95$                  | $M_{0y} = 45.39$ |

**Remarque :**

- ✓ Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :
  - Moment en travée :  $M_{tx} = 0,75M_{0x}$  ;  $M_{ty} = 0,75M_{0y}$
  - Moment sur appuis :  $M_{ax} = 0,5M_{0x}$  ;  $M_{ay} = 0,5M_{0y}$
- ✓ Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :
  - Moment en travée :  $M_{tx} = 0,85M_{0x}$  ;  $M_{ty} = 0,85M_{0y}$
  - Moment sur appuis de rive :  $M_{ax} = 0,3M_{0x}$  ;  $M_{ay} = 0,3M_{0y}$
  - Moment sur appuis intermédiaire :  $M_{ax} = 0,5M_{0x}$  ;  $M_{ay} = 0,5M_{0y}$

Donc les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0.5) aux appuis et de (0.75) en travée

**ELU :**

Sens X-X :

- Moment en travée :  $M_{tx} = 0,85 \times 65,88 = 55,99 \text{ KN.m}$
- Moment sur appuis  $M_{ax} = 0,3 \times 65,88 = 19,76 \text{ KN.m}$
- Moment sur appuis intermédiaire :  $M_{ax} = 0,5 \times 65,88 = 32,94 \text{ KN}$ .

Sens Y-Y :

- Moment en travée :  $M_{ty} = 0,85 \times 55,40 = 47,09 \text{ KN.m}$
- Moment sur appuis  $M_{ay} = 0,3 \times 55,40 = 16,62 \text{ KN.m}$
- Moment sur appuis intermédiaire :  $M_{ay} = 0,5 \times 55,40 = 27,7 \text{ KN}$ .

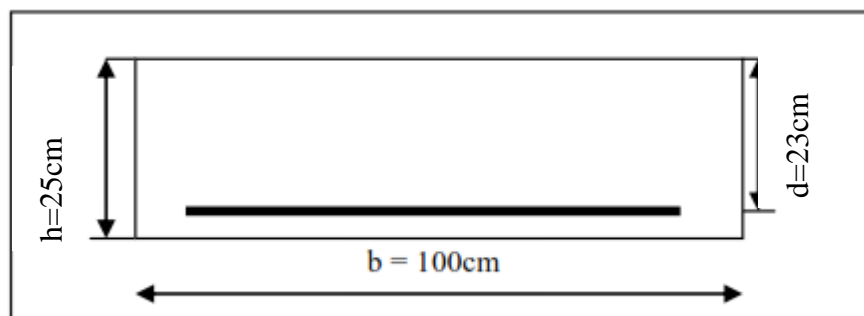
**ELS :**

Sens X-X :

- Moment en travée :  $M_{tx} = 0,85 \times 50,95 = 43,30 \text{ KN.m}$
- Moment sur appuis  $M_{ax} = 0,3 \times 50,95 = 15,28 \text{ KN.m}$
- Moment sur appuis intermédiaire :  $M_{ax} = 0,5 \times 50,95 = 25,47 \text{ KN}$ .

Sens Y-Y :

- Moment en travée :  $M_{ty} = 0,85 \times 45,39 = 38,58 \text{ KN.m}$
- Moment sur appuis  $M_{ay} = 0,3 \times 45,39 = 13,61 \text{ KN.m}$
- Moment sur appuis intermédiaire :  $M_{ax} = 0,5 \times 45,39 = 22,69 \text{ KN}$ .



**Figure 8-9:** Dimension de la section de calcul

**a. Ferrailage suivant x-x :**

➤ **Aux appuis:**

Moment réduit(  $\mu$  ) :  $\mu_u = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}} = \frac{32.96 \times 10^3}{1 \times 230^2 \times 14.2} = 0.044 < 0.392$ .....S.S.A

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.12\text{MPa}$$

$\mu = 0.044$  .....  $\beta = 0.978$  (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)

•  $A_{ax} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{32.96 \times 10^3}{0.978 \times 0.23 \times 348} = 621.05 \frac{\text{mm}^2}{\text{ml}} = 6.21 \text{cm}^2/\text{ml}$

$A_{ax} = 6.21 \text{ cm}^2$  Soit : **6HA16**=12.06cm<sup>2</sup>/mlavecunespacementde20 cm.

➤ **En travée :**

Moment réduit(  $\mu$  ) :  $\mu_u = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{56.04 \times 10^3}{1 \times 230^2 \times 14.2} = 0.074 < 0.392$  S.S.A

$\mu = 0.074$  .....  $\beta = 0.962$  (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)

•  $A_{tx} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{56.04 \times 10^3}{0.962 \times 0.23 \times 348} = 727.8 \text{mm}^2/\text{ml} = 7.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_{tx} = 7.28 \text{ cm}^2$  Soit : **4HA16**=8.04cm<sup>2</sup>/mlavecunespacementde20 cm

**b. Ferrailage suivant y-y :**

➤ **Aux appuis :**

Moment réduit(  $\mu$  ) :  $\mu_u = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}} = \frac{27.73 \times 10^3}{1 \times 230^2 \times 14.2} = 0.037 < 0.392$ .....S.S.A

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.12\text{MPa}$$

$\mu = 0.037$  .....  $\beta = 0.981$  (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)

•  $A_{ax} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{27.73 \times 10^3}{0.981 \times 0.23 \times 348} = 853.16 \frac{\text{mm}^2}{\text{ml}} = 8.53 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_{ax} = 8.53 \text{ cm}^2$  Soit : **6HA16**=12.06cm<sup>2</sup>/mlavecunespacementde25 cm.

➤ **En travée :**

Moment réduit(  $\mu$  ) :  $\mu_u = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{47.14 \times 10^3}{1 \times 230^2 \times 14.2} = 0.062 < 0.392$  S.S.A

$\mu = 0.062$  .....  $\beta = 0.968$  (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)

•  $A_{ty} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{47.14 \times 10^3}{0.968 \times 0.23 \times 348} = 608.42 \text{ mm}^2/\text{ml} = 6.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_{ty} = 6.08 \text{ cm}^2$  Soit : **4HA16**=8.04cm<sup>2</sup>/mlavecunespacementde25cm

| Sens        |           | M (KN.m) | OBS | A (cm <sup>2</sup> ) | Choix des barres | A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> ) | Espacement |
|-------------|-----------|----------|-----|----------------------|------------------|--|------------|
| Selon (x-x) | En travée | 56.04    | SSA | 7.28                 | 4HA16            | 8.04                                   | 25         |
|             | En appui  | 32.96    | SSA | 6.21                 | 6HA16            | 12.06                                  |            |
| Selon (y-y) | En travée | 47.14    | SSA | 6.08                 | 4HA16            | 8.04                                   | 25         |
|             | En appui  | 27.73    | SSA | 8.53                 | 6HA16            | 12.06                                  |            |

**c. Vérification à l'ELU :**

❖ **Condition de non fragilité du béton (Art B.7.4 BAEL 91 modifiée 99) :**

Ferrailage minimal :  $A_{min} = \delta_0 \times b \times h \times \frac{3-\varphi_x}{2} = 0.0008 \times 100 \times 25 \times \frac{3-0,93}{2} = 2.07\text{cm}^2$

- $\delta_0$ : Taux des armatures minimales

**0,0008** pour les aciers à haute adhérence de classe **FeE400**.

**0,0006** pour les aciers à haute adhérence de classe **FeE500**.

➤ **Aux appuis :**

$A_{ad}^x = 12.06\text{cm}^2 > A_{min} = 2,07\text{cm}^2$  ..... Condition vérifiée.

$A_{ad}^y = 12.06\text{cm}^2 > A_{min} = 2,07\text{cm}^2$  ..... Condition vérifiée.

➤ **En travée :**

$A_{ad}^x = 8.04\text{cm}^2 > A_{min} = 2,07\text{cm}^2$  ..... Condition vérifiée.

$A_{ad}^y = 8.04\text{cm}^2 > A_{min} = 2,07\text{cm}^2$  ..... Condition vérifiée.

❖ **Espacement des armatures (Art A.8.2.42 BAEL 91 modifiée 99) :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Sens x-x :

$S_t \leq \min(3h ; 33\text{ cm}) = \min(75\text{ cm} ; 33\text{ cm}) \Rightarrow S_t = 33\text{ cm}$

$S_t = 20\text{ cm} < 33\text{ cm}$  ..... Condition vérifiée.

Sens y-y :

$S_t \leq \min(4h ; 45\text{ cm}) = \min(100 ; 45\text{ cm}) \Rightarrow S_t = 45\text{ cm}$

$S_t = 25\text{ cm} < 45\text{ cm}$  ..... Condition vérifiée.

**d. vérification à l'ELS :**

❖ **Vérification des contraintes dans le béton :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

Il faut vérifier que  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$

- $\rho_1 = \frac{100A}{bd}$
- $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$
- $\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$  en (MPa)

Les résultats sont donnés sur le tableau ci-dessous :

| Sens | Zone   | Ms<br>KN.m | A (cm <sup>2</sup> )<br>(ELU) | $\rho_1$ | K <sub>1</sub> | $\beta_1$ | $\sigma_s$<br>MPa | $\sigma_{bc}$<br>MPa | $\overline{\sigma}_{bc}$<br>MPa | OBS     |
|------|--------|------------|-------------------------------|----------|----------------|-----------|-------------------|----------------------|---------------------------------|---------|
| X- X | Travée | 75.89      | 12.06                         | 0.033    | 141.3          | 0.968     | 442.68            | 3.1329               | 15                              | vérifié |
|      | Appuis | 44.65      | 8.04                          | 0.018    | 193.3          | 0.976     | 472.45            | 2.4441               | 15                              | Vérifié |
| Y- Y | Travée | 67.62      | 12.06                         | 0.026    | 163.6          | 0.972     | 497.48            | 3.0408               | 15                              | Vérifié |
|      | Appuis | 39.78      | 8.04                          | 0.015    | 212.3          | 0.978     | 500.98            | 2.3597               | 15                              | vérifié |

### Conclusion :

Le ferrailage adopté pour la dalle à l'ELU est satisfaisant

### III. Etude des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier , celui-ci sera muni de nervures dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci

Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

#### 1) Chargement simplifié :

Pour le calcul des efforts internes maximum, on ramènera ces type de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de la dalle(panneau) correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le meme moment (largeur L<sub>m</sub>) et le meme effort tranchant (largeur L<sub>t</sub>) que le diagramme trapézoïdal. Ainsi sous ce chargement devenu uniformément reparti et le calcul devient classique

❖ Pour les charges trapézoïdales :

➔ Sens transversal :

$$l_m = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) = 1.423\text{m}$$

$$l_t = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right) = 1.07\text{m}$$

→ Sens longitudinal :

$$l_m = l_y \left( 0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) = 1.530\text{m}$$

$$l_t = l_y \left( 0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right) = 1.150\text{m}$$

2) Charge à considérer :

→ Sens transversal :

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 96.29 \times 1.423 \times 2 = 274.04\text{KN/ml}$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 96.58 \times 1.423 \times 2 = 274.86\text{KN/ml}$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 96.29 \times 1.07 \times 2 = 206.06\text{KN/ml}$$

→ Sens longitudinal :

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 96.29 \times 1.530 \times 2 = 294.64\text{KN/ml}$$

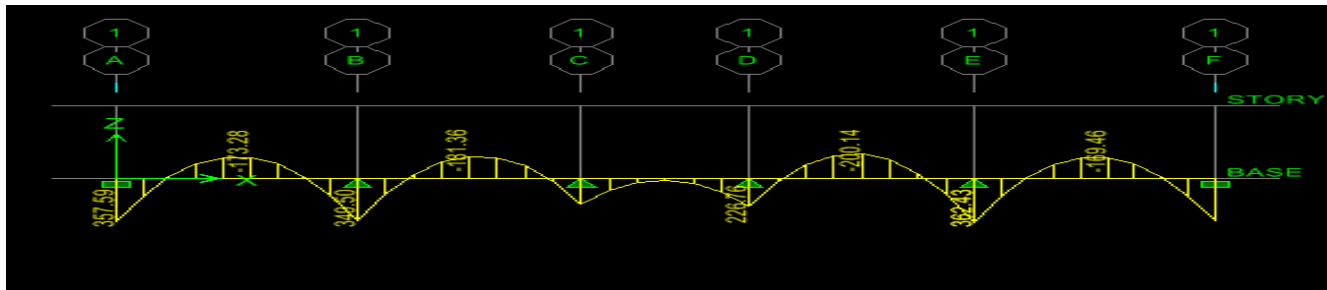
$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 96.58 \times 1.530 \times 2 = 295.53\text{KN/ml}$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 96.29 \times 1.150 \times 2 = 221.46\text{KN/ml}$$

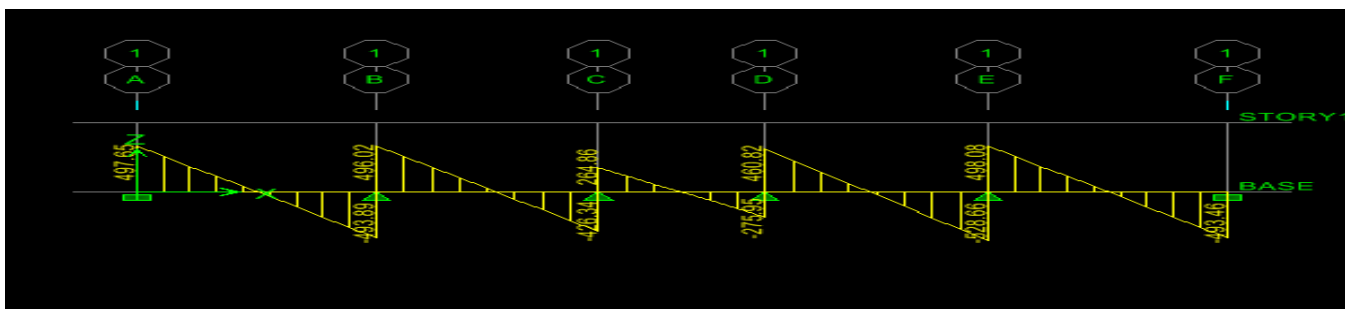
Afin de déterminer les efforts internes nous avons utilisé le logiciel ETABS

Sens (X-X) :

★ ELU

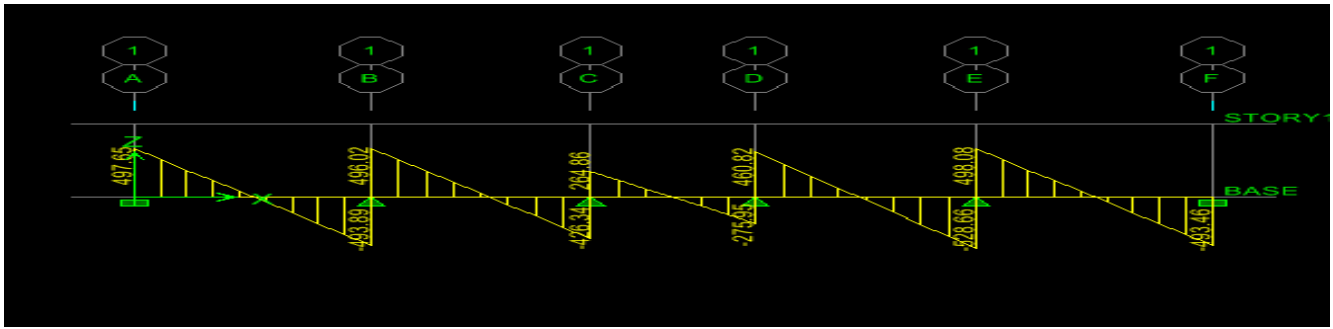


Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU

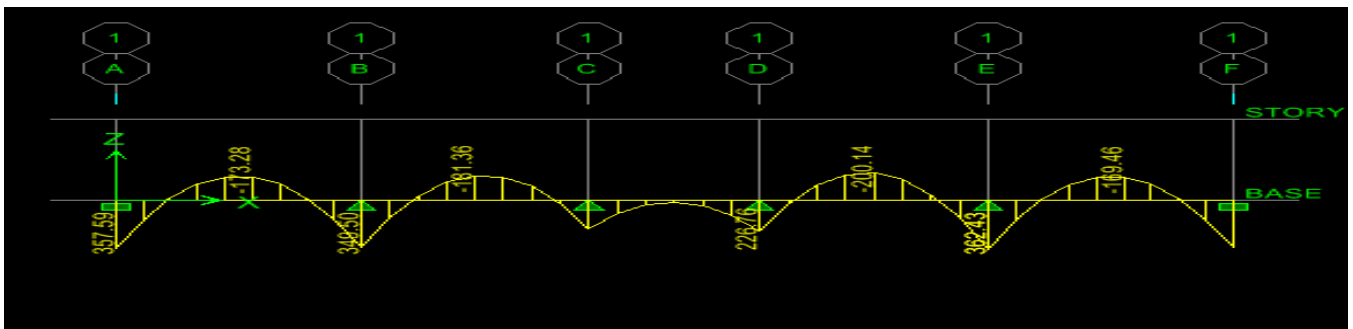


Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU

★ ELS



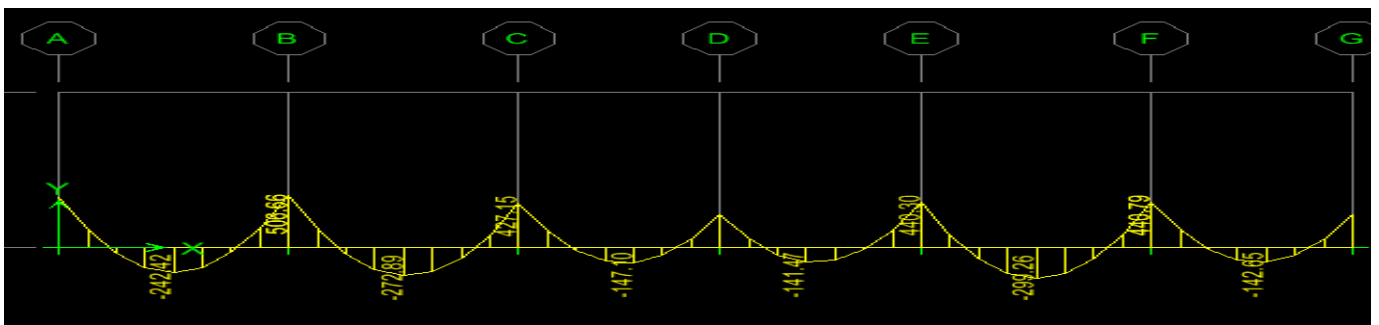
Diagrammes des efforts tranchant à l'ELS



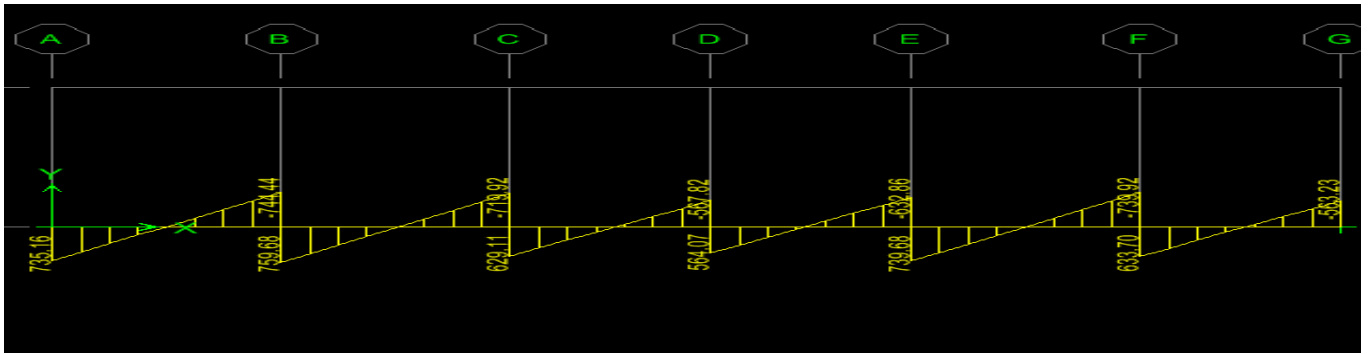
Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS

Sens (Y-Y) :

★ ELU

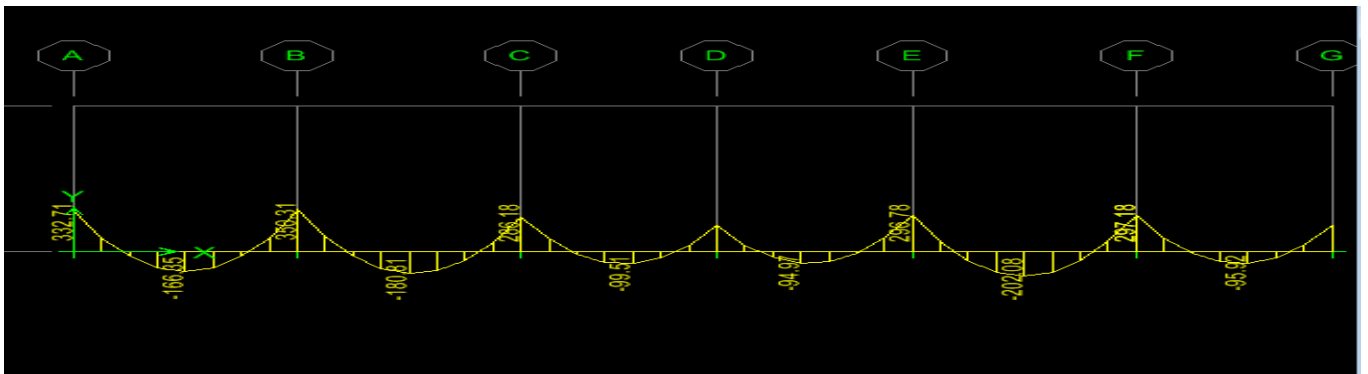


Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU

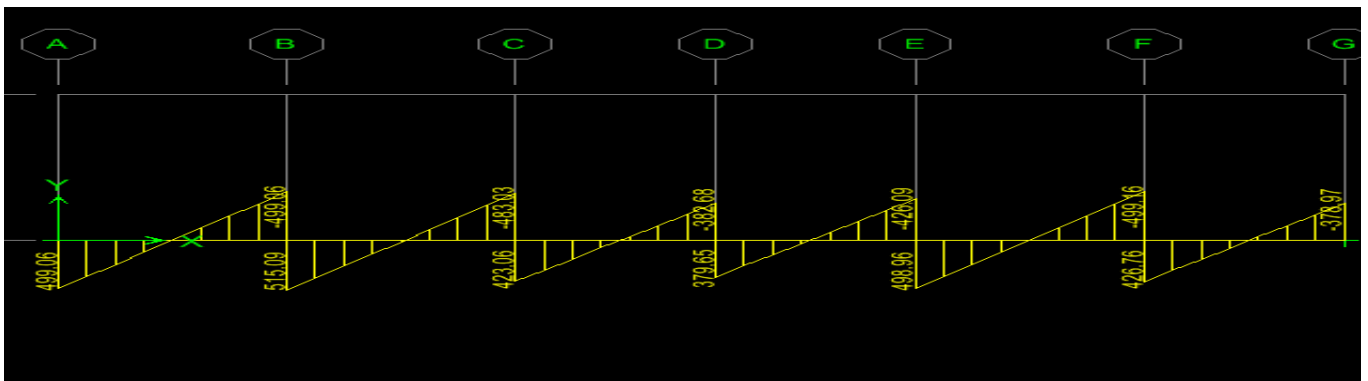


Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU

★ ELS



Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS



Diagrammes des efforts tranchant à l'ELS

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

|                       | Sens (x-x)                 | Sens (y-y)                 |
|-----------------------|----------------------------|----------------------------|
| Moments<br>(Travée)   | $M_u = 272.82 \text{KN.m}$ | $M_u = 299.26 \text{KN.m}$ |
|                       | $M_s = 200.14 \text{KN.m}$ | $M_s = 202.08 \text{KN.m}$ |
| Moments<br>(Appuis)   | $M_u = 495.04 \text{KN.m}$ | $M_u = 506.66 \text{KN.m}$ |
|                       | $M_s = 362.43 \text{KN.m}$ | $M_s = 350.31 \text{KN.m}$ |
| Efforts<br>Tranchants | $T_u = 678.06 \text{KN}$   | $T_u = 759.68 \text{KN}$   |
|                       | $T_s = 528.66 \text{KN}$   | $T_s = 528.66 \text{KN}$   |

3) Calcul des armatures longitudinales :

Sens X-X :

$b = 50 \text{ cm}; h = 90 \text{ cm}; d = 137 \text{ cm} , f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} , \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

➤ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{272.82 \times 10^3}{50 \times 137^2 \times 14,2} = 0,0204 < \mu_1 = 0,392 \dots\dots\dots (SSA).$$

$\mu_u = 0,0204 \rightarrow \beta = 0,885$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{272.82 \times 10^3}{0.885 \times 137 \times 348} = 6.46 \text{cm}^2$$

Soit : **4HA16= 8.04cm<sup>2</sup>/ml.**

➤ Aux appuis

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{495.04 \times 10^3}{50 \times 137^2 \times 14,2} = 0,037 < \mu_1 = 0,392 \dots\dots\dots (SSA).$$

$\mu_u = 0,037 \rightarrow \beta = 0.981$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{495.04 \times 10^3}{0.981 \times 137 \times 348} = 10.58 \text{cm}^2$$

Soit : **4HA20= 12.57cm<sup>2</sup>/ml.**

Sens Y-Y :

➤ Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{506.66 \times 10^3}{50 \times 137^2 \times 14,2} = 0,038 < \mu_1 = 0,392 \dots\dots\dots (SSA).$$

$$\mu_u = 0,038 \rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{506.66 \times 10^3}{0,981 \times 137 \times 348} = 10,83 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA20**=12.57cm<sup>2</sup>/ml.

➤ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{299.26 \times 10^3}{50 \times 137^2 \times 14,2} = 0,022 < \mu_1 = 0,392 \dots\dots\dots (SSA).$$

$$\mu_u = 0,022 \rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{299.26 \times 10^3}{0,989 \times 137 \times 348} = 6,34 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA16**=8.04cm<sup>2</sup>/ml.

**4) Vérification à l'ELU :**

❖ **Condition de non fragilité du béton (BAEL 91 modifiée 99 Art B.4.2.1) :**

Le ferrailage de la nervure doit satisfaire la C.N.F :  $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

$$A_{min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 50 \times 137 \times 2,1}{400} = 8,02 \text{ cm}^2$$

Sens X-X :

Aux appuis :  $A_{st} = 12,57 \text{ cm}^2 \geq A_{st}^{min} = 8,02 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

En travée :  $A_{st} = 8,04 \geq A_{st}^{min} = 8,02 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Sens Y-Y :

Aux appuis :  $A_{st} = 12,57 \text{ cm}^2 \geq A_{st}^{min} = 8,02 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

En travée :  $A_{st} = 8,04 \text{ cm}^2 \geq A_{st}^{min} = 8,02 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

❖ **Calcul des armatures transversales :****Diamètre minimal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

Soit le diamètre des armatures transversales  $\phi = 8 \text{ mm}$ .

**Espacement des armatures :**

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\} = \min \{35; 30\}$$

Soit : **St = 10cm**

En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 70 \text{ cm.}$$

Soit : **St = 15 cm.**

❖ **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$T_u^{\max}$  : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left( \frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

➤ Sens longitudinal « X-X » :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{678.06 \times 10^3}{600 \times 1370} = 0.824 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sens transversal « Y-Y » :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{759.68 \times 10^3}{600 \times 1370} = 0.924 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Armatures de peau (Art 8.3/BAEL91) :**

Des armatures dénommées (armatures de peau) sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 140cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3 \text{ cm}^2}{1 \text{ ml} \times 1.4} = 2.14 \text{ cm}^2$$

Soit donc 4HA12 avec  $A_p = 4.52 \text{ cm}^2$ .

4) Vérifications à l'ELS :

❖ Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

➔ Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

On détermine  $\rho_1 = \frac{100A}{b_0d}$

- $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$
- $\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$  (MPa)

➔ Vérification des contraintes dans les aciers

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma} = 348\text{MPa}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau ci-dessous :

| Sens | Zone   | Ms<br>KN.m | A<br>(cm <sup>2</sup> )<br>(ELU) | $\rho_1$ | K <sub>1</sub> | $\beta_1$ | $\sigma_s$<br>MPa | $\bar{\sigma}_s$<br>MPa | $\sigma_{bc}$<br>MPa | $\bar{\sigma}_{bc}$<br>MPa | OBS     |
|------|--------|------------|----------------------------------|----------|----------------|-----------|-------------------|-------------------------|----------------------|----------------------------|---------|
| X- X | Appuis | 362.43     | 12.32                            | 0.149    | 33.08          | 0.896     | 239               | 348                     | 7.22                 | 15                         | vérifié |
|      | Travée | 200.14     | 8.04                             | 0.122    | 36.02          | 0.902     | 161               | 348                     | 4.46                 | 15                         | Vérifié |
| Y- Y | Appuis | 350.31     | 8.04                             | 0.122    | 33.08          | 0.896     | 283               | 348                     | 8.55                 | 15                         | Vérifié |
|      | Travée | 202.08     | 12.32                            | 0.149    | 36.02          | 0.902     | 132               | 348                     | 3.66                 | 15                         | vérifié |

IV. Ferrailage du débord :

Le débord doit être calculé comme une console encastree au niveau du radier et soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

➤ A l'ELU :

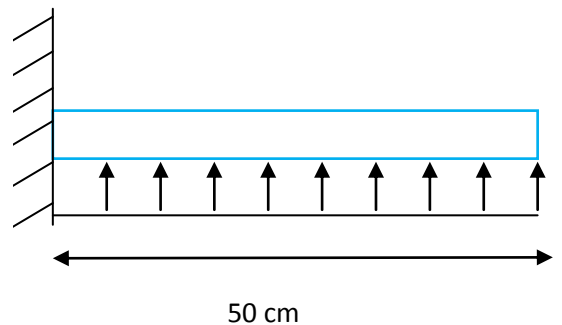
$$Q_u = 96.21\text{KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-Q_u \cdot l^2}{2} = \frac{-96.21 \times 0.5^2}{2} = -12.02\text{KN.m}$$

➤ A l'ELS :

$$Q_s = 63.69\text{KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-Q_s \cdot l^2}{2} = \frac{-63.69 \times 0.5^2}{2} = -7.96\text{KN.m}$$



Etant donné que le moment d'encastrement est inférieur à celui de l'appui du radier (dalle et nervure)  
nous n'avons qu'à prolonger les armatures du panneau au débord  
Donc le débord peut constituer une zone d'ancrage pour les armatures longitudinales de la dalle et des poutres

**I. INTRODUCTION :**

Afin de relier l'infrastructure à la superstructure et assurer l'encastrement de la structure dans le sol, nous prévoyons un mur plaque qui doit assurer la fonction de soutènement et résister à la pression latérale des terres et toute surcharges qui nécessitent la détermination de la répartition des contraintes aux quelles il est soumis ou qu'il mobilise.

➤ **Pré dimensionnement du mur plaque :**

D'après l'article (7.7/RPA99version2003) : l'épaisseur minimale du mur plaque est de 15cm, nous optons pour une épaisseur de 25 cm.

**II. Méthode de calcul :**

Le mur plaque sera calculé comme une console verticale encadrée au niveau de la semelle (débord) et simplement appuyé au plancher du entre sol

Un joint de 1cm d'épaisseur, qui sera occupé par une feuille de polyane, est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux.

**1) Détermination des sollicitations :**

Le poids volumique des terres :  $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$

L'Angle de frottement :  $\varphi = 30^\circ$

La Surcharge éventuelle :  $q = 10 \text{ KN/m}^2$

La Cohésion :  $C=0$ .

La contrainte admissible du sol :  $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$ .

**b. Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :**

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :  $\sigma_H$  et  $\sigma_V$

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

$$\sigma_V = q + (\gamma \times h) \text{ tel que : } 0 < h < H.$$

**Avec :**

$\sigma_H$  : Contrainte horizontale sous la poussée des terres.

$\sigma_V$  : Contrainte verticale

$K_0$  : Coefficient de poussée des terres au repos

$\varphi$  : Angle de frottement interne ;  $\varphi = 30^\circ$

Puisque le sol est pulvérulent ; la relation de Jacky est applicable ; on écrit alors :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30 = 0.5$$

## ❖ Calcul des sollicitations :

## ➤ ELU :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1.5 \times q + 1.35 \times \gamma \times h)$$

$$\sigma_H = 0.33 (1.5 \times 10 + 1.35 \times 18 \times h)$$

$$\sigma_H = 4.95 + 8.02 \times h$$

Tronçon :  $0 \text{ m} < h < 3.10 \text{ m}$

Pour :  $\Rightarrow h = 0 \text{ m} \Rightarrow \sigma_H = 4.95 \text{ KN/m}^2$ .

Pour :  $\Rightarrow h = 3.10 \text{ m} \Rightarrow \sigma_H = 29.81 \text{ KN/m}^2$ .

## ➤ ELS :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$\sigma_H = 0.33 (10 + 18 \times h)$$

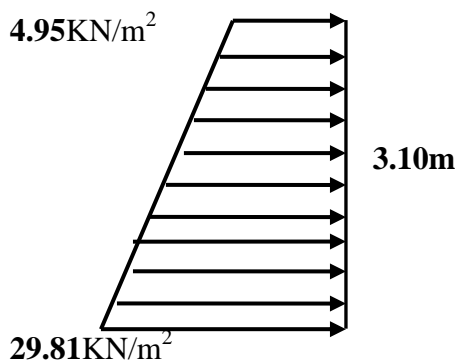
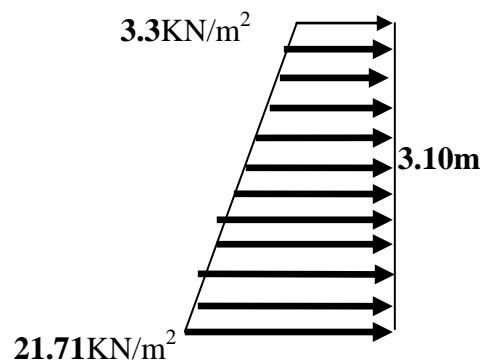
$$\sigma_H = 3.3 + 5.94 \times h$$

Tronçon :  $0 \text{ m} < h < 3.10 \text{ m}$

Pour :  $\Rightarrow h = 0 \text{ m} \Rightarrow \sigma_H = 3.3 \text{ KN/m}^2$ .

Pour :  $\Rightarrow h = 4.6 \text{ m} \Rightarrow \sigma_H = 21.71 \text{ KN/m}^2$ .

## Diagramme des contraintes :

ELUELS

## Charge moyenne:

La charge moyenne à considérer dans le calcul pour une bonde de 1 mètre de largeur est :

## ➤ A l'ELU :

$$q_u = \frac{(3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}) \times 1}{4} = \frac{3 \times 29.81 + 4.95}{4} = 23.59 \text{ KN/m}$$

➤ **A l'ELS :**

$$q_s = \frac{(3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}) \times 1}{4} = \frac{3 \times 21.71 + 3.3}{4} = 32.54 \text{ KN/m.}$$

**III. Ferrailage du mur plaque :**

Le voile plaque de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastées de chaque côté au niveau des nervures des poteaux, ainsi qu'au niveau des longrines.

**1) Ferrailage a l'ELU :****a. Identification des panneaux :**

$$l_x = 3.10 \text{ m}$$

$$l_y = 4 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.10}{4} = 0.78; 0.4 < \rho < 1 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

**b. Calcul à l'ELU :**

$$\rho = 0.78 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0587 \\ \mu_y = 0.559 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0587 \times 23.59 \times 3.10^2 = 13.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.559 \times 13.31 = 7.44 \text{ KN.m}$$

❖ **Correction des moments :**➤ **Sens x-x :**

- Aux appuis :

$$M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 13.31 = 6.655 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_t = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 13.31 = 11.31 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens Y-Y :**

- Aux appuis :

$$M_a = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 7.44 = 3.72 \text{ KN.m}$$

- En travées :

$$M_t = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 7.44 = 5.58 \text{ KN.m}$$

## 2) yCalcul à l'ELS :

$$\rho = 0,78 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0652 \\ \mu_y = 0,683 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0652 \times 17,11 \times 3,10^2 = 10,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,683 \times 10,72 = 7,32 \text{ KN.m}$$

❖ Correction des moments :➤ Sens x - x :

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 10,72 = 5,36 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_t = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 10,72 = 9,11 \text{ KN.m}$$

➤ Sens Y - Y :

- Aux appuis :

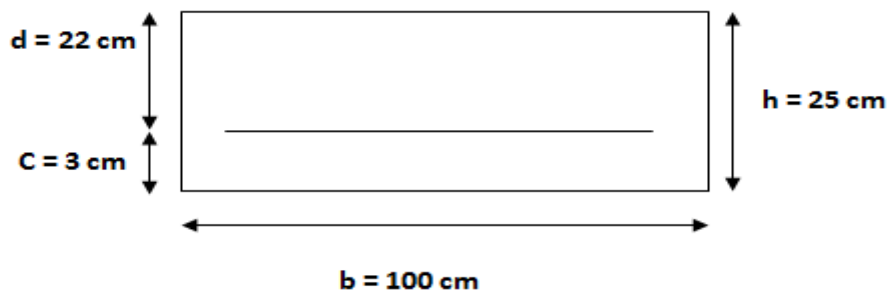
$$M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 7,32 = 3,66 \text{ KN.m}$$

- En travées :

$$M_t = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 7,32 = 5,49 \text{ KN.m}$$

## IV. Calcul des sections d'armatures :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, en considérant le moment maximal au niveau d'appui et en travée.



$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} ; A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 2.66 \text{ cm}^2$$

Le résumé des calculs est donné dans le tableau suivant :

| Sens | Zone   | $M_u$<br>(KN.m) | $\mu_U$ | $\mu_1$ | Section | $\beta$ | A<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{\min}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{\text{adoptée}}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | e<br>(cm) |
|------|--------|-----------------|---------|---------|---------|---------|-------------------------|----------------------------------|--|-----------|
| XX   | Appuis | 6.655           | 0.0096  | 0.392   | SSA     | 0.995   | 0.873                   | 2.66                             | 5HA12 = 5.65                               | 20        |
|      | Travée | 11.31           | 0.0164  | 0.392   | SSA     | 0.992   | 1.489                   | 2.66                             | 5HA12 = 5.65                               | 20        |
| YY   | Appuis | 3.72            | 0.0054  | 0.392   | SSA     | 0.972   | 0.499                   | 2.66                             | 5HA10 = 3.93                               | 20        |
|      | travée | 5.58            | 0.0081  | 0.392   | SSA     | 0.957   | 0.761                   | 2.66                             | 5HA10 = 3.93                               | 20        |

Tableau 1- ferrailage du voile périphérique

## V. Recommandation du RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0,10%B) dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0,001bh = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles/m<sup>2</sup> de HA8.

$b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$  ;  $h$  : épaisseur du voile = 20 cm).

### 1) Recommandation du RPA :

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0.1%B) dans les deux sens (horizontal et vertical) :

( $b=1\text{m}=100\text{cm}$  ;  $h$  : épaisseur du voile = 20cm)

$$A \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2.$$

- Les deux nappes sont reliées par quatre (05) épingles/m<sup>2</sup> de HA8.

$$\text{Soit : } A_s = 2.51 \text{ cm}^2$$

## 2) Vérification à l'ELU :

### a. Espacement des barres :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales :  $St < \min(3h ; 33\text{cm})$

Dans le sens XX :  $St = \frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \implies$  **Condition vérifiée.**

Dans le sens YY :  $St = \frac{b}{5} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \implies$  **Condition vérifiée.**

### b. Condition de non fragilité (Art. A.4.2/ BAEL):

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 2.66 \text{ cm}^2$$

Sens(x-x) :

$$A_{\text{adoptée}} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.66 \text{ cm}^2 \implies$$
 **Condition vérifiée.**

Sens (z-z) :

$$A_{\text{adoptée}} = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.66 \text{ cm}^2 \implies$$
 **Condition vérifiée.**

### c. Calcul de la longueur de scellement des barres :

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour quel'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$\text{Avec : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} ; \quad \tau_{su} = 0.6 (\Psi_s)^2 f_{t28}$$

$\Psi_s$  : coefficient de scellement.

$\Psi = 1$  pour les aciers ronds lisses.

$\Psi = 1.5$  pour les aciers à haute adhérence.

$$\tau_{su} = 0.6 (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa} .$$

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \implies L_s = 45 \text{ cm} .$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0.4 » pour les barres à haute adhérence selon le BAEL91 modifiée 99 ( ArtA.6.1,21).

Pour  $\phi 20$  :  $La = 28.22 \text{ cm}$   $La = 30 \text{ cm}$

**d. Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm}$$

**Soit :** le diamètre des armatures transversales = 8 mm

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

La fissuration est considérée préjudiciable, on doit donc vérifier que :

➤ **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{adopt\acute{e}}} < \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

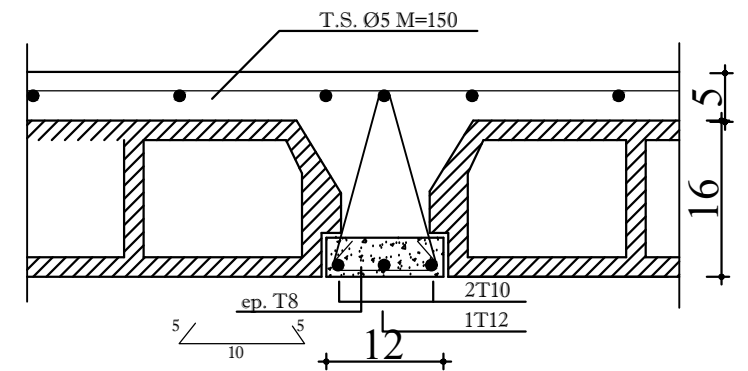
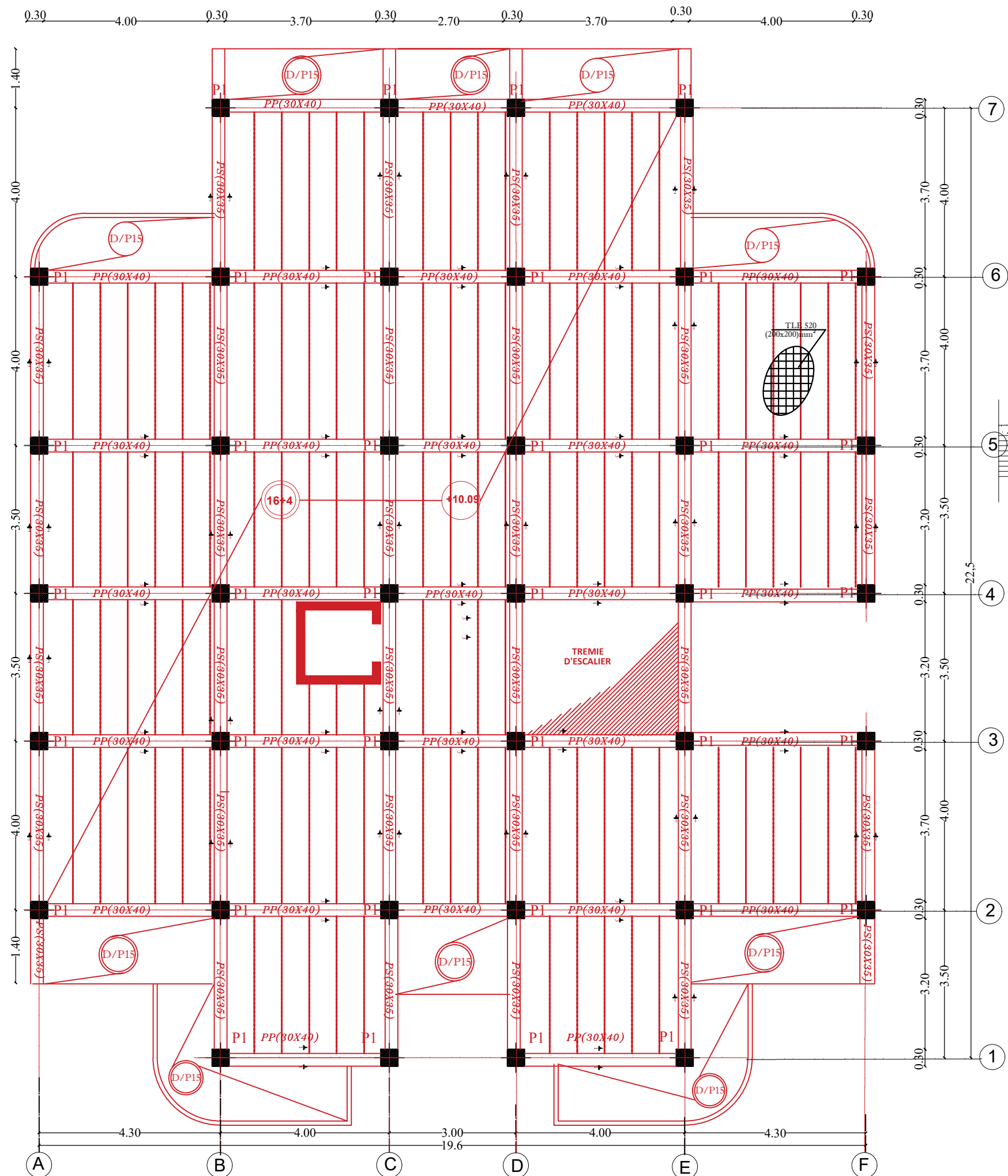
$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d}$$

| Sens | Zone          | M <sub>s</sub><br>(KN.m) | ρ <sub>1</sub> | β <sub>1</sub> | A <sub>adoptée</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | σ <sub>s</sub> | Observation     |
|------|---------------|--------------------------|----------------|----------------|--|----------------|-----------------|
| XX   | <i>Appuis</i> | 5.36                     | 0.256          | 0.919          | 5.65                                       | 46.9221766     | <i>vérifiée</i> |
|      | <i>Travée</i> | 9.11                     | 0.256          | 0.919          | 5.65                                       | 79.7501919     | <i>vérifiée</i> |
| YY   | <i>Appuis</i> | 6.66                     | 0.178          | 0.931          | 3.93                                       | 82.7388189     | <i>vérifiée</i> |
|      | <i>travée</i> | 5.49                     | 0.178          | 0.931          | 3.93                                       | 68.203621      | <i>vérifiée</i> |

➤ **La contrainte dans le béton :**

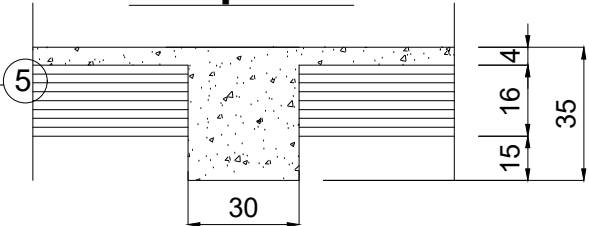
$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \times \frac{\alpha_1}{1-\alpha_1} < \sigma_b = 15 \text{ MPa}$$

| Sens | Zone          | σ <sub>s</sub> | ρ <sub>1</sub> | β <sub>1</sub> | α <sub>1</sub> | σ <sub>b</sub> | Observation     |
|------|---------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|
| XX   | <i>Appuis</i> | 46.922         | 0.256          | 0.919          | 0.243          | 0.021          | <i>vérifiée</i> |
|      | <i>Travée</i> | 79.750         | 0.256          | 0.919          | 0.243          | 1.807          | <i>vérifiée</i> |
| YY   | <i>Appuis</i> | 82.738         | 0.178          | 0.931          | 0.207          | 1.141          | <i>vérifiée</i> |
|      | <i>travée</i> | 68.203         | 0.178          | 0.931          | 0.207          | 0.94           | <i>vérifiée</i> |

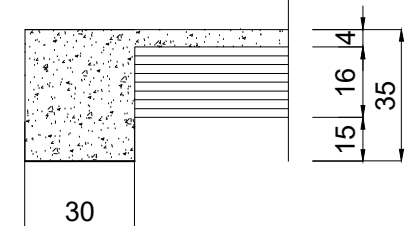


DETAIL POUTRELLES

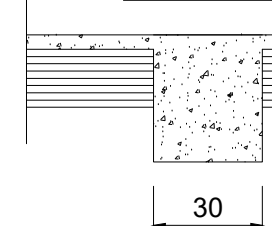
Coupe 4-4



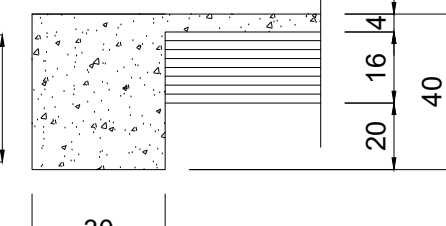
Coupe 2-2



Coupe 3-3



Coupe 1-1



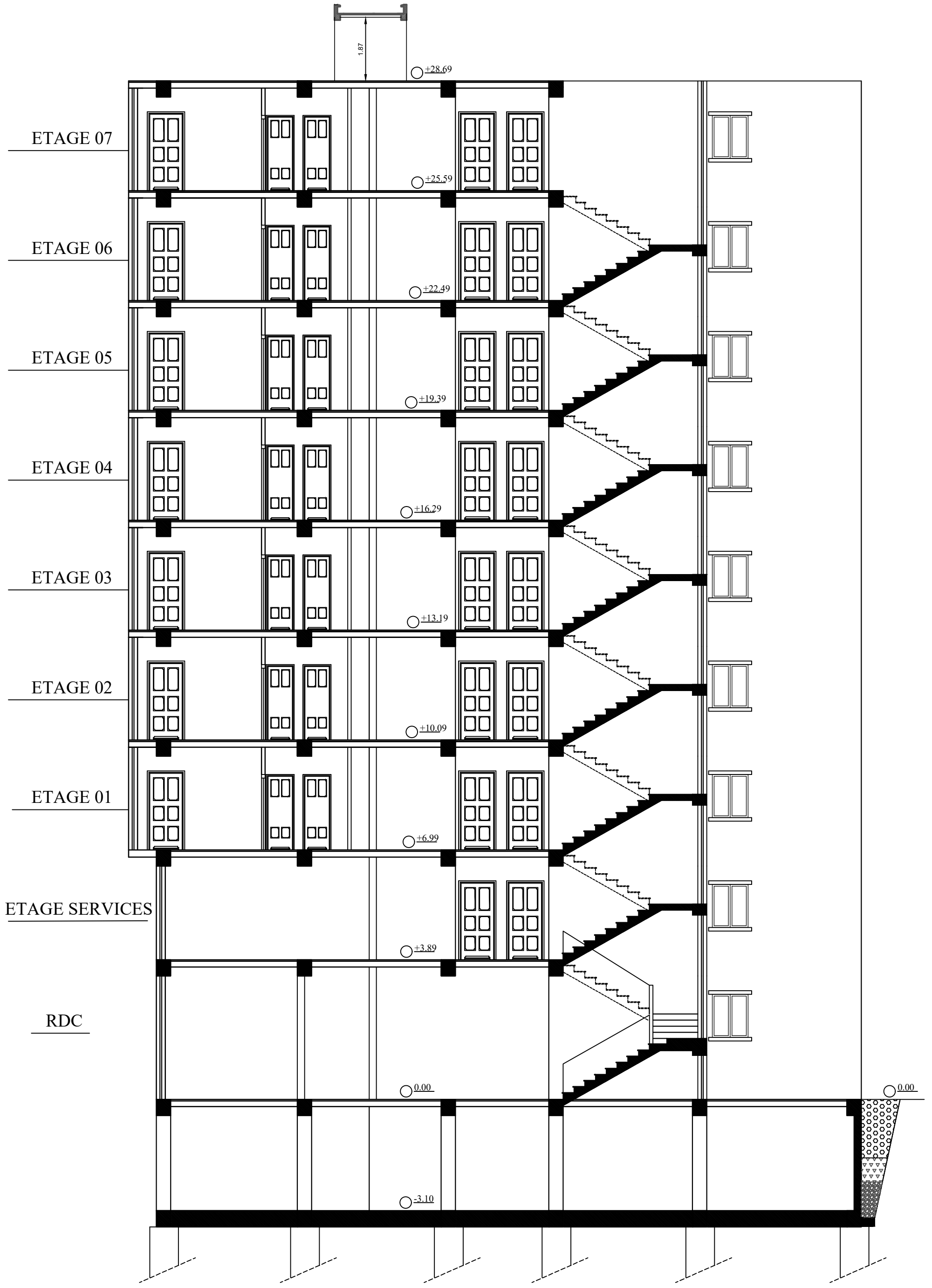
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
 MELLE: ALLOUCHE HASSIBA  
 MELLE: AIT AMAR MEZIANE THASSADA  
 DIRIGE PAR :  
 MR: MANSOURI

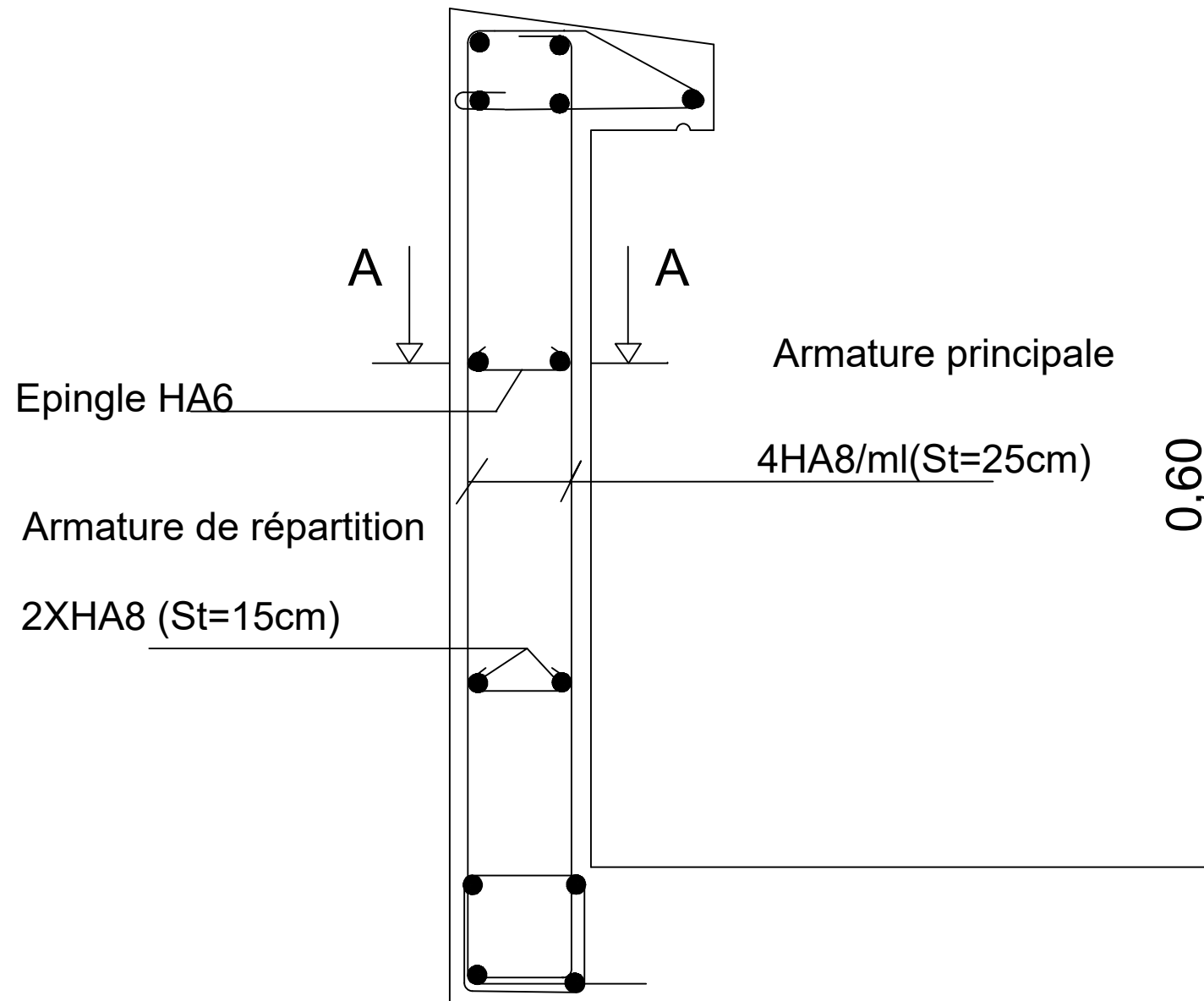
TITRE:  
 PLAN DE  
 COFFRAGE DU  
 4EME AU 7EME  
 ETAGE

PROMOTION 2016-2017

ECHELLE 1/50

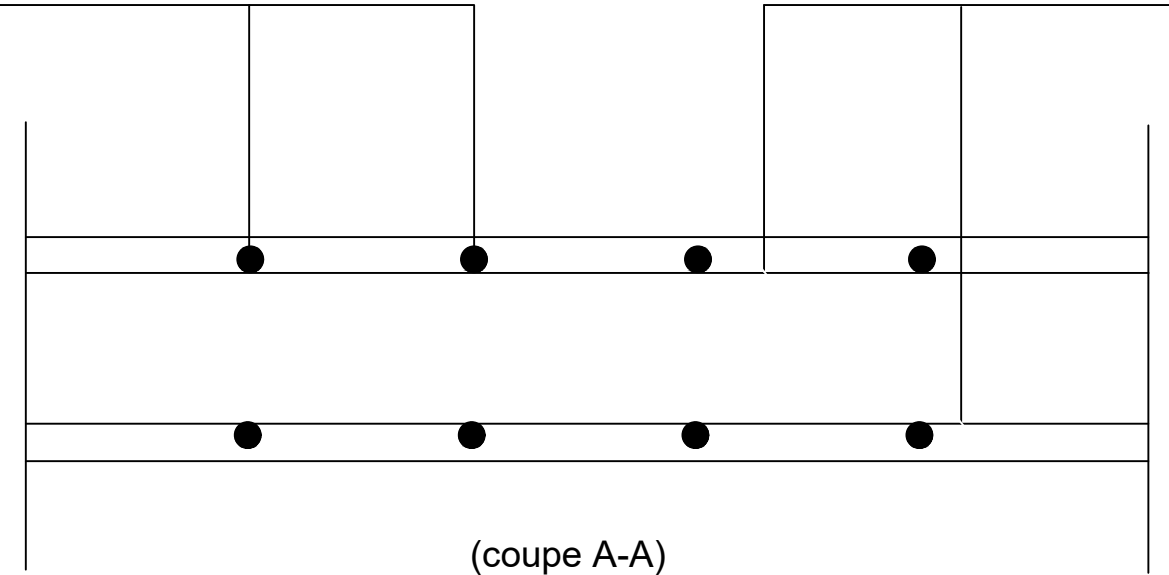


COUPE A-A



Armature principale  
4 HA8 /ml(St=25cm)

Armature de répartition  
2X4HA8(St=15cm)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

MELLE: ALLOUCHE HASSIBA

MELLE: AIT AMAR MEZIANE THASSADA

DIRIGE PAR :

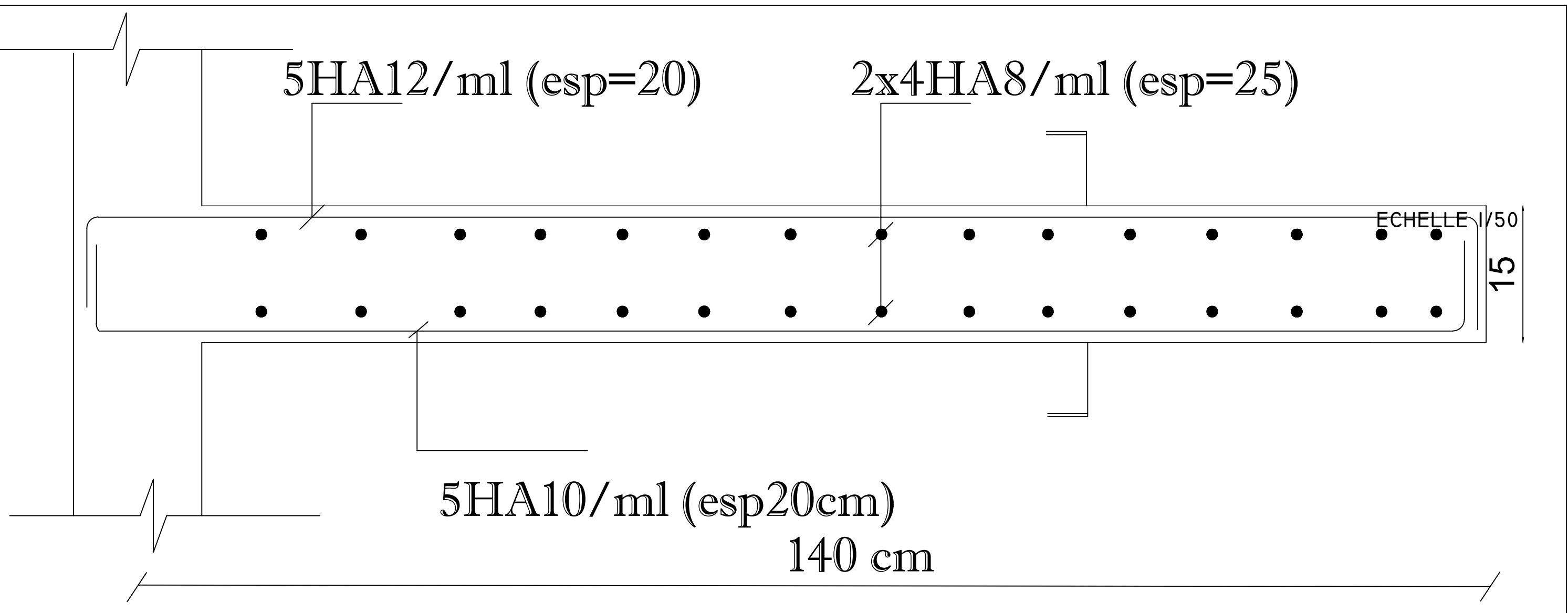
MR:MANSOURI

TITRE:

Ferrailage  
de  
l'acrotère

PROMOTION 2016-2017

ECHELLE 1/50



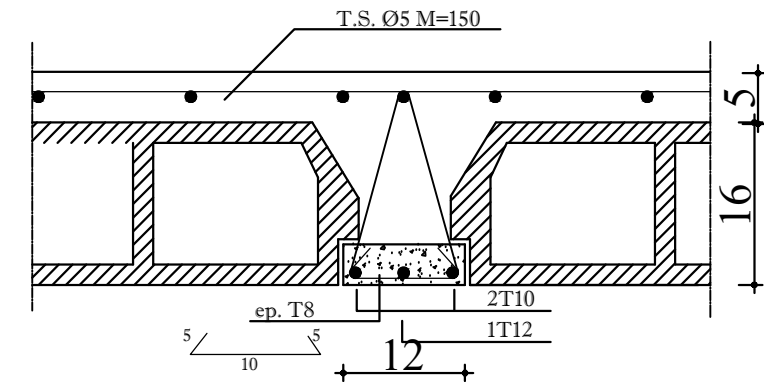
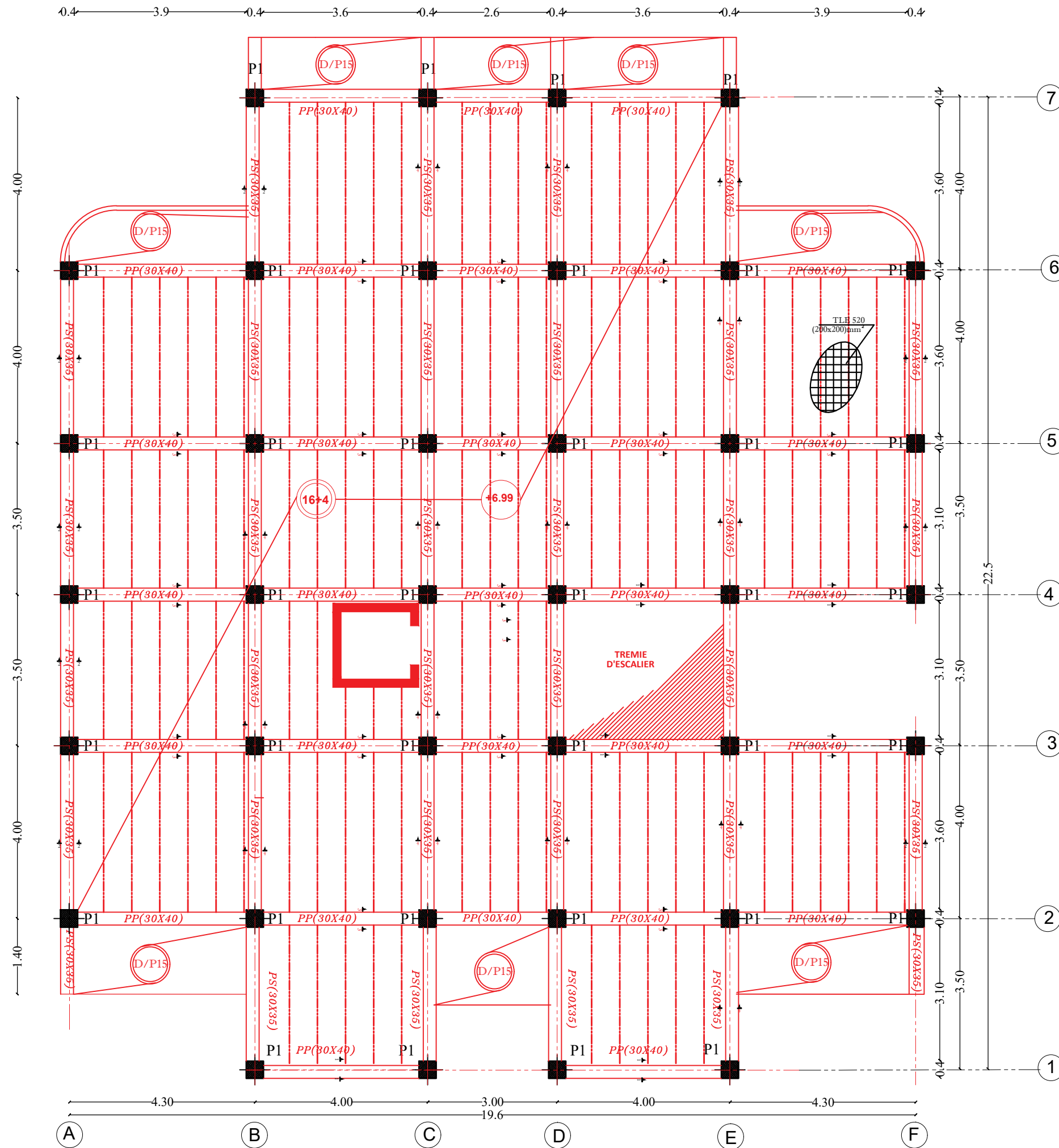
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
 MELLE: ALLOUCHE HASSIBA  
 MELLE: AIT AMAR MEZIANE THASSADA  
 DIRIGE PAR :  
 MR:MANSOURI

TITRE:  
**FERRAILLAGE  
 DES BALCONS**

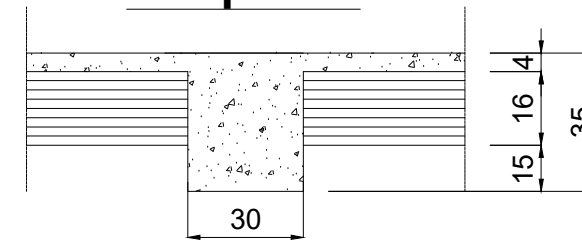
PROMOTION 2016-2017

ECHELLE:1/50

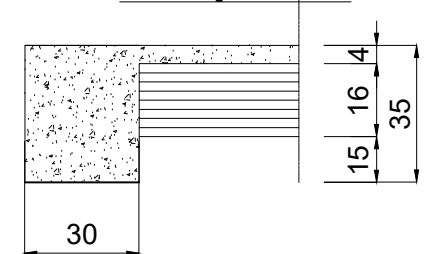


DETAIL POUTRELLES

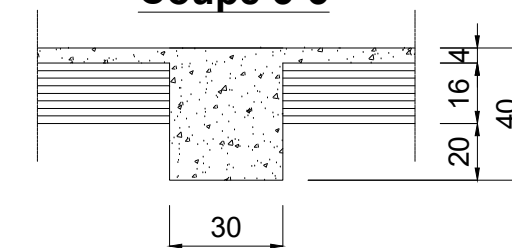
Coupe 4-4



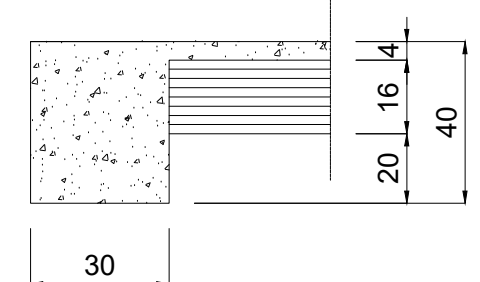
Coupe 2-2



Coupe 3-3



Coupe 1-1



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

MELLE: ALLOUCHE HASSIBA

MELLE: AIT AMAR MEZIANE THASSADA

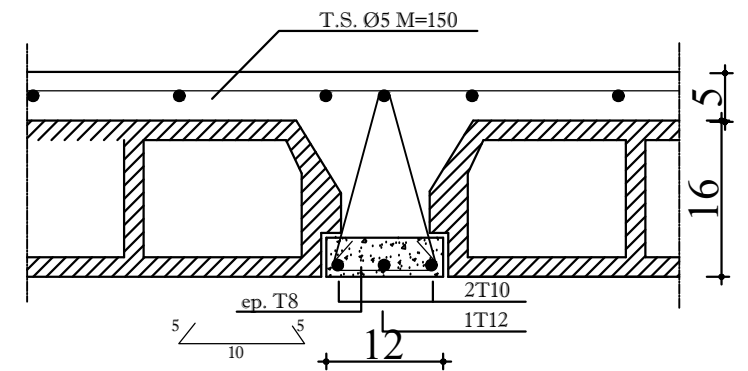
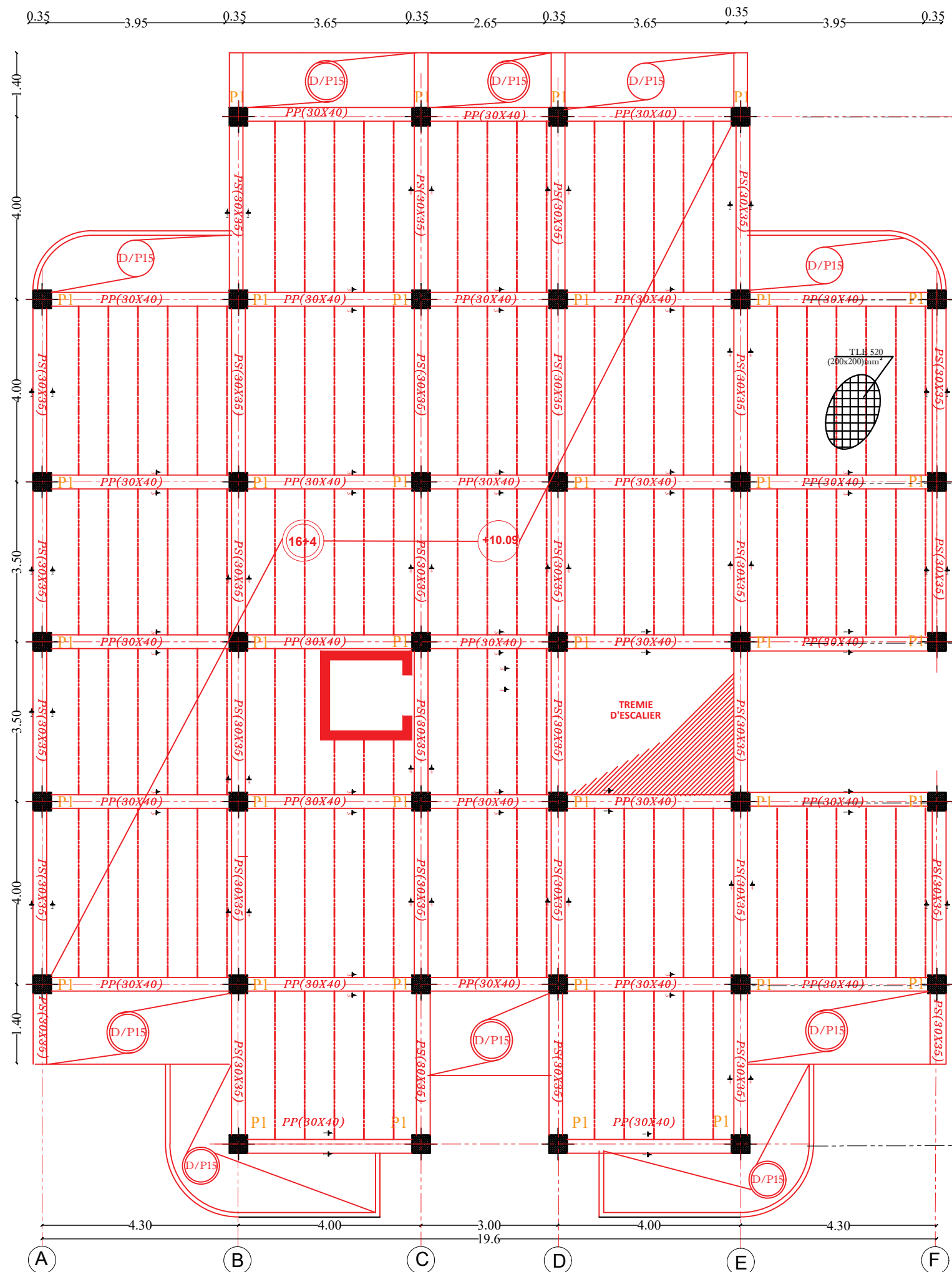
DIRIGE PAR :

MR: MANSOURI

PROMOTION 2016-2017

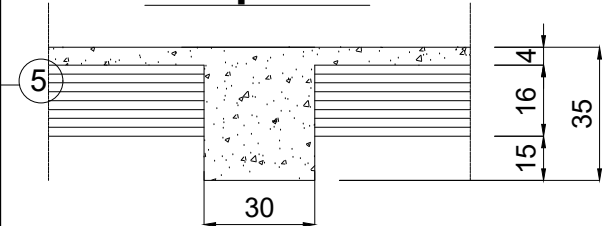
TITRE:

PLAN DE  
 COFFRAGE DU  
 L'ETAGE SERVICE

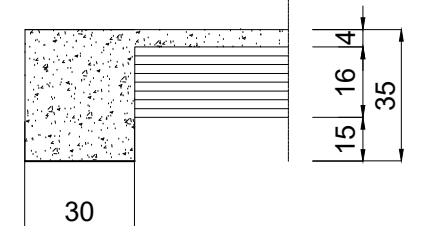


DETAIL POUTRELLES

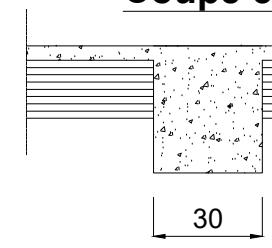
Coupe 4-4



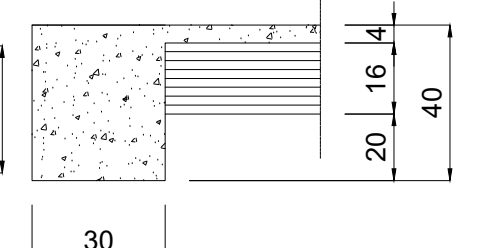
Coupe 2-2



Coupe 3-3



Coupe 1-1

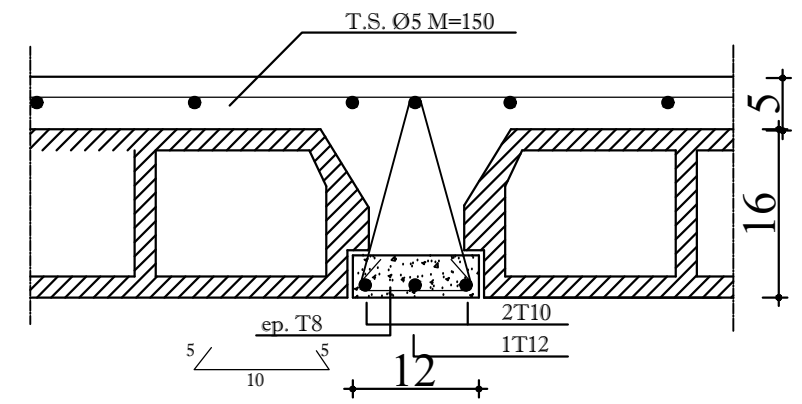
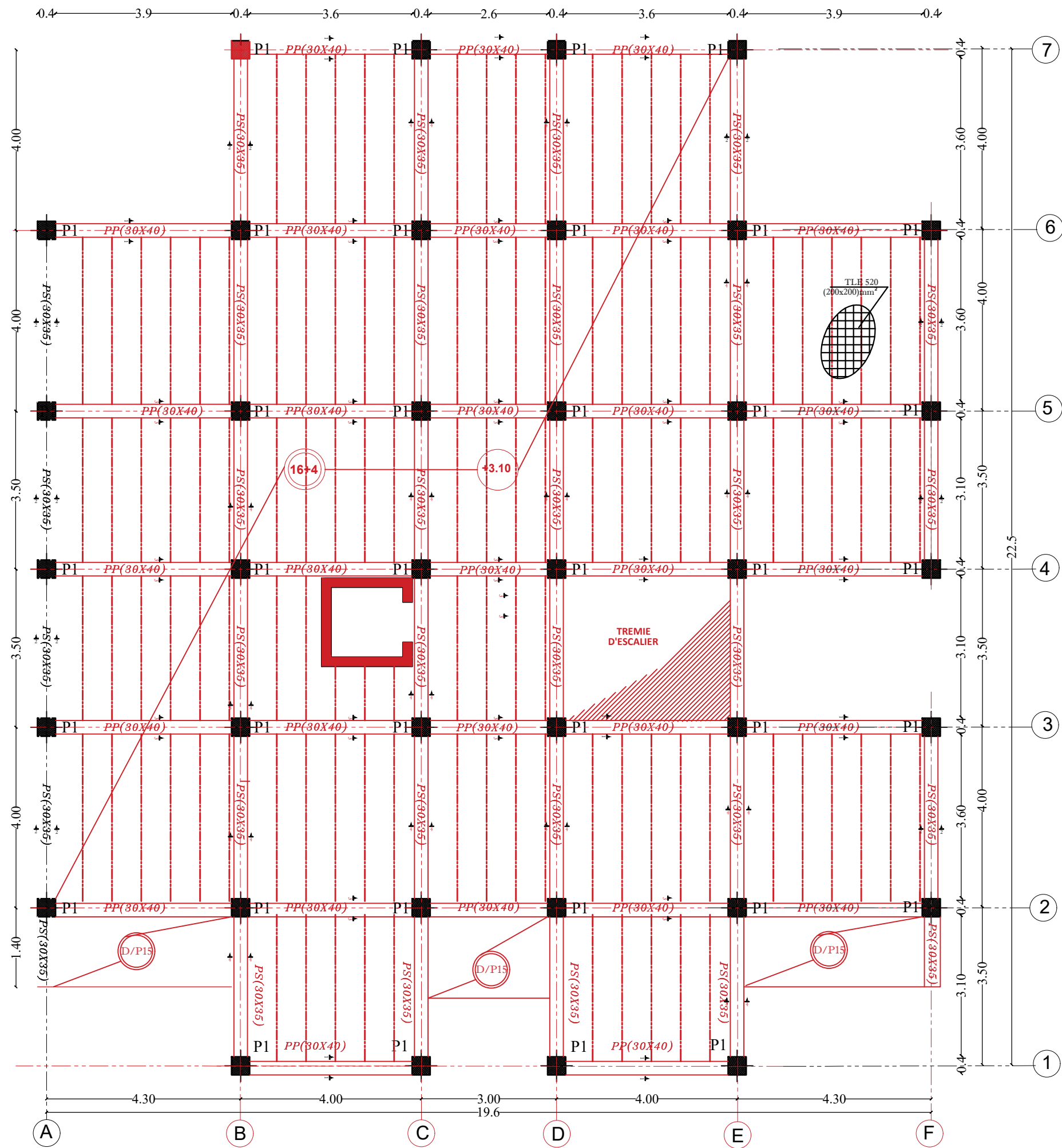


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
 MELLE: ALLOUCHE HASSIBA  
 MELLE: AIT AMAR MEZIANE THASSADA  
 DIRIGE PAR :  
 MR: MANSOURI

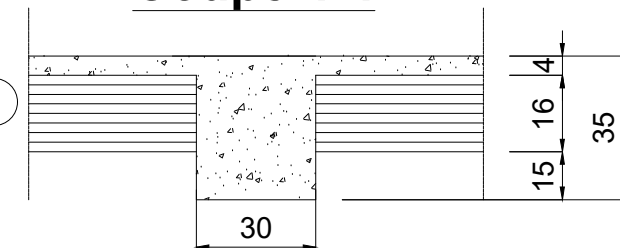
PROMOTION 2016-2017

TITRE:  
 PLAN DE  
 COFFRAGE DU  
 1ER AU 3EME  
 ETAGE

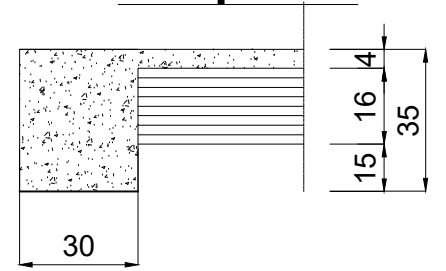


DETAIL POUTRELLES

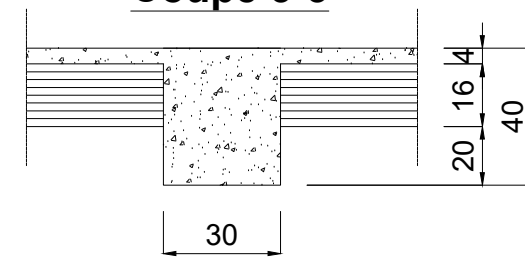
Coupe 4-4



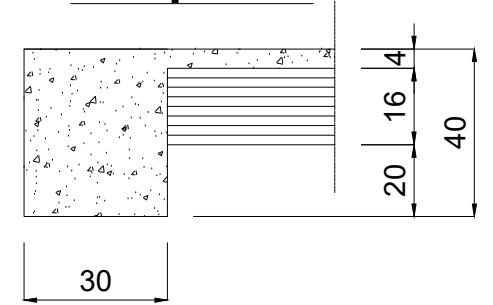
Coupe 2-2



Coupe 3-3



Coupe 1-1

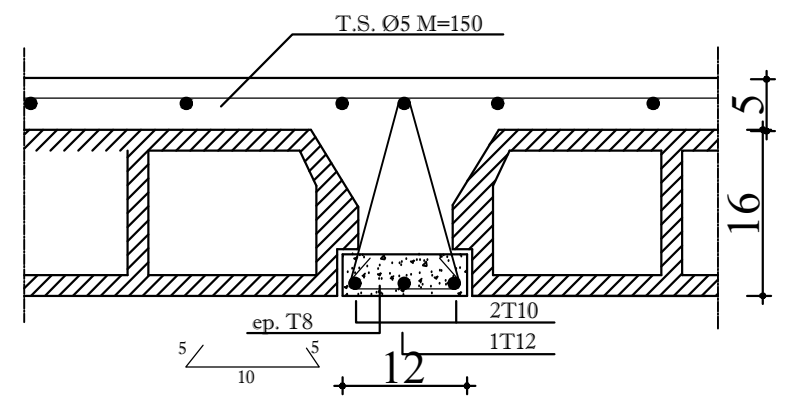
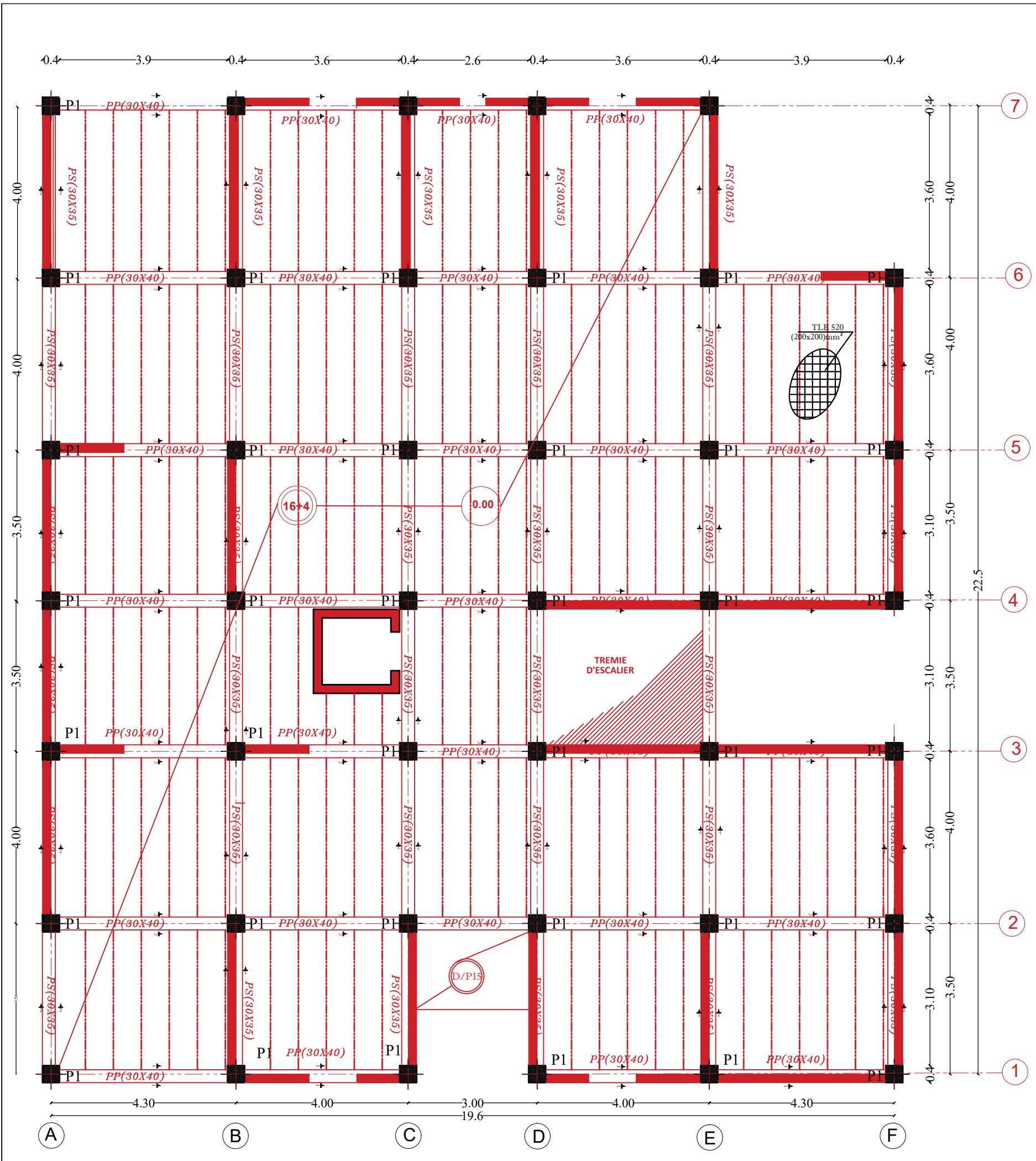


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
 MELLE: ALLOUCHE HASSIBA  
 MELLE: AIT AMAR MEZIANE THASSADA  
 DIRIGE PAR :  
 MR: MANSOURI

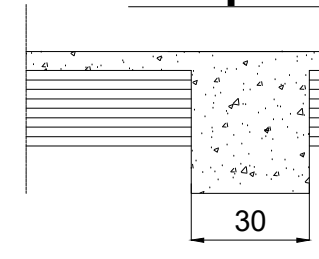
TITRE:  
 PLAN DE  
 COFFRAGE DU  
 RDC

PROMOTION 2016-2017

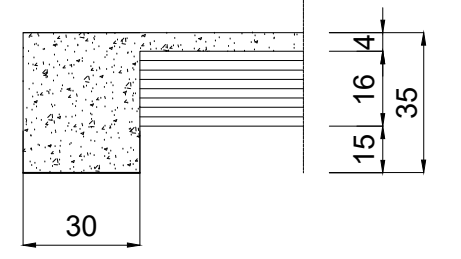


DETAIL POUTRELLES

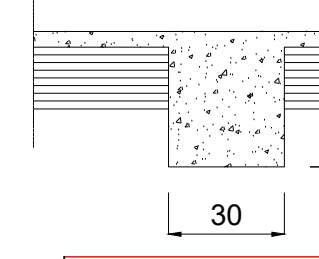
Coupe 4-4



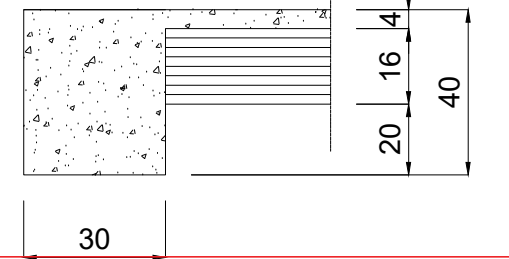
Coupe 2-2



Coupe 3-3



Coupe 1-1

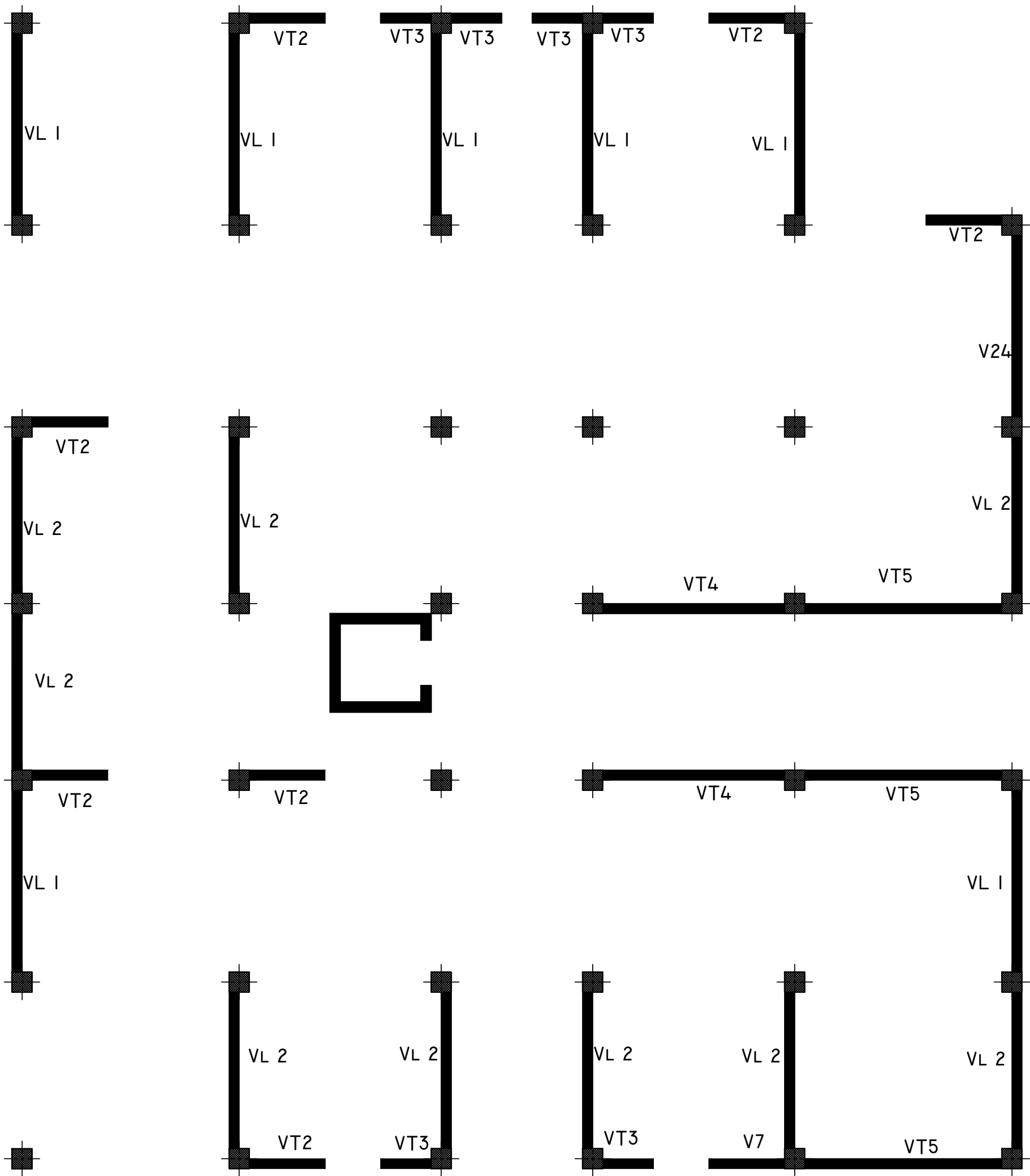


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

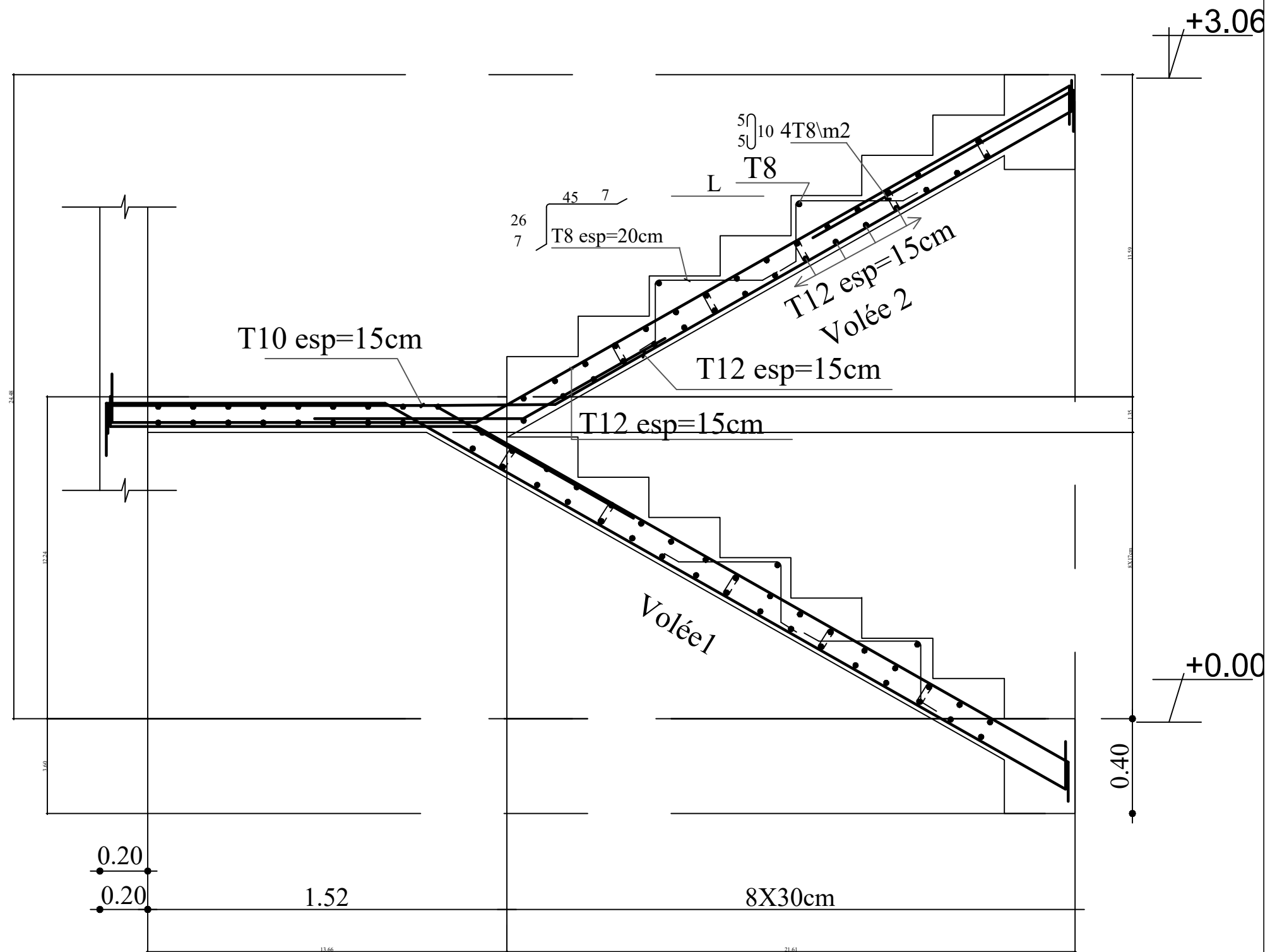
ETUDIE PAR :  
 MELLE: ALLOUCHE HASSIBA  
 MELLE: AIT AMAR MEZIANE THASSADA  
 DIRIGE PAR :  
 MR: MANSOURI

TITRE:  
**PLAN DE  
 COFFRAGE DU  
 SOUS SOL**

PROMOTION 2016-2017

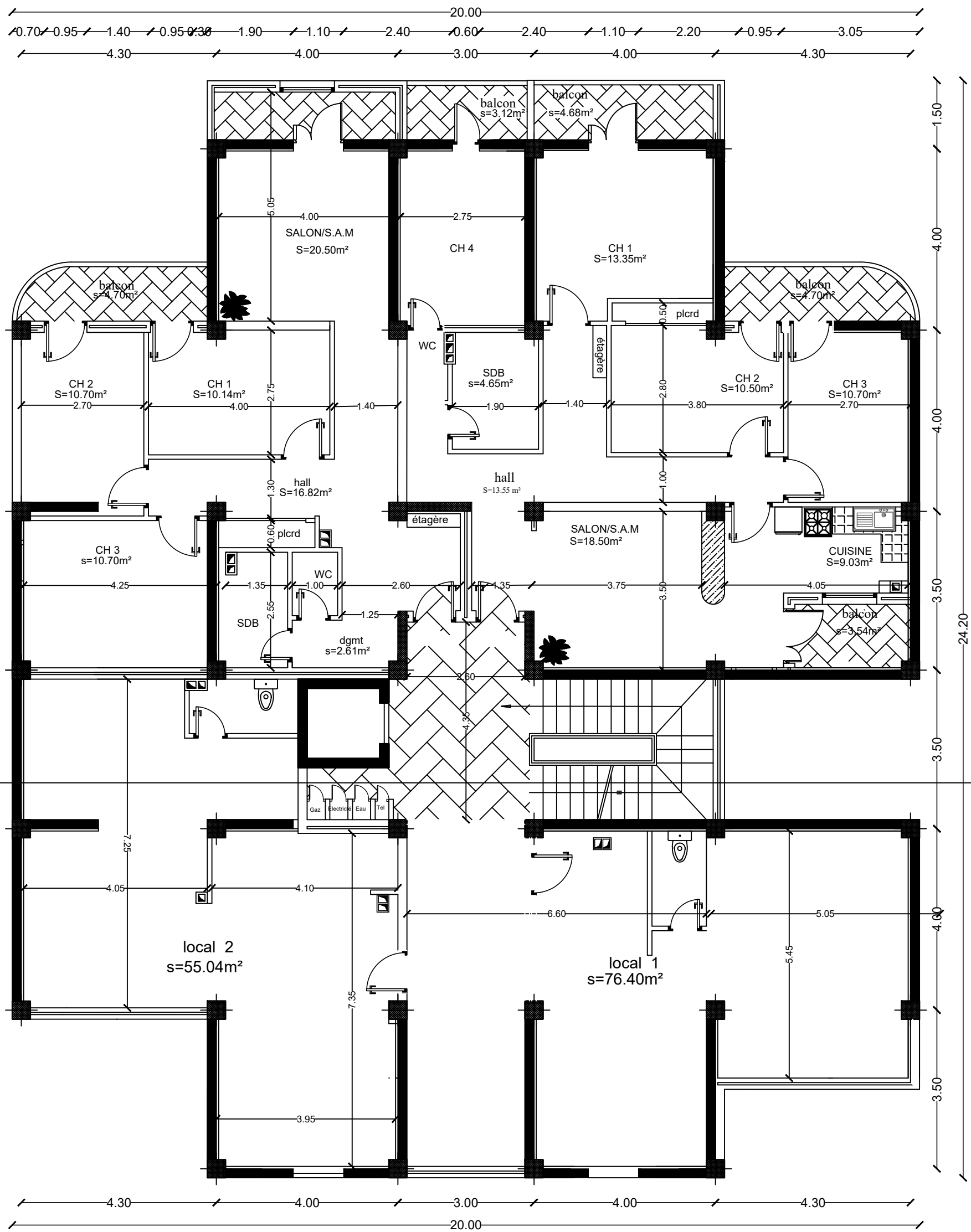


**DISPOSITION DES VOILE**

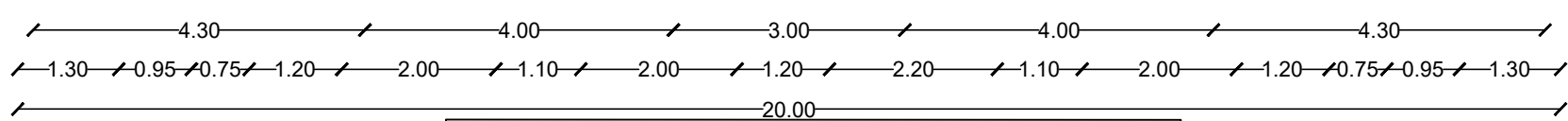
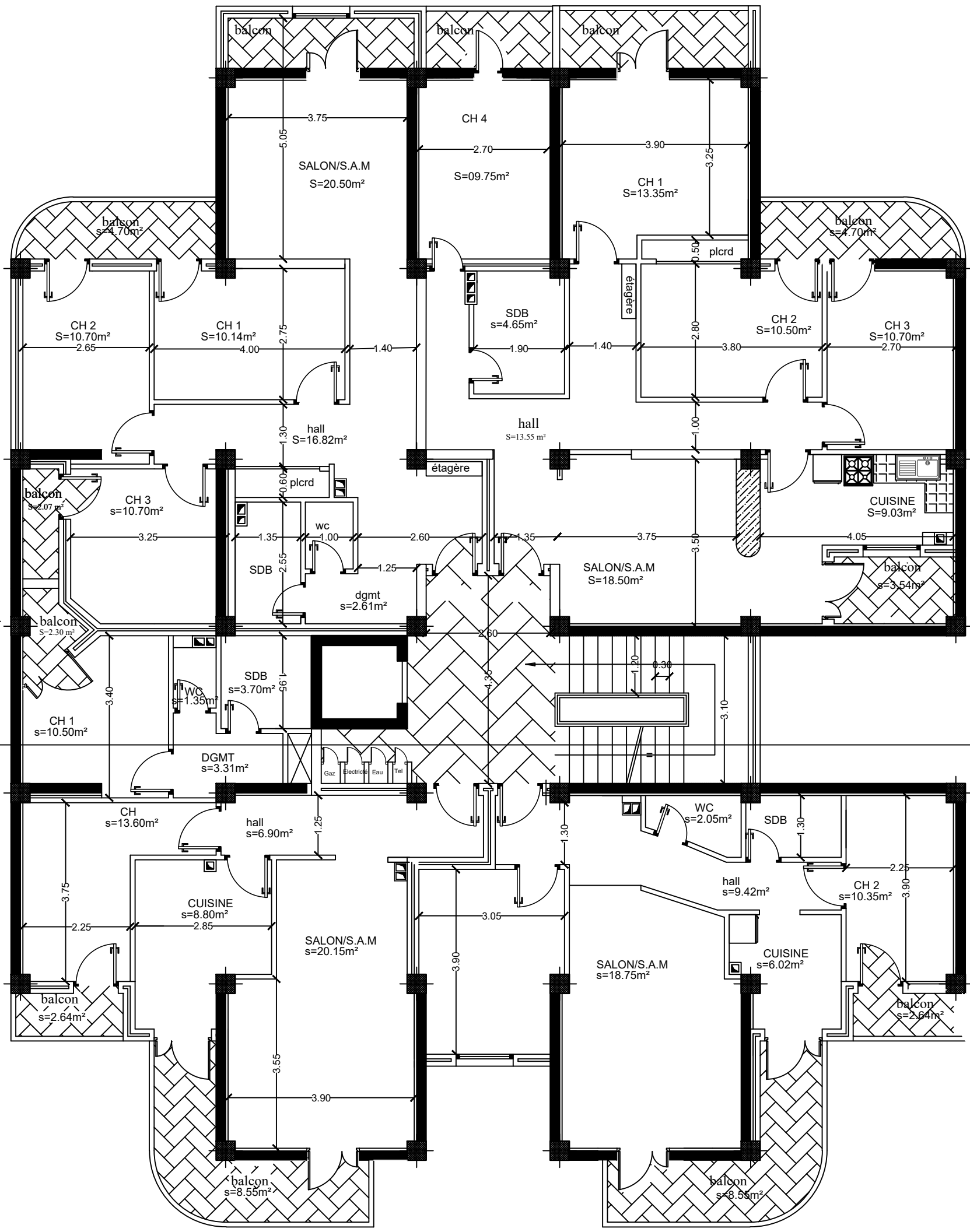
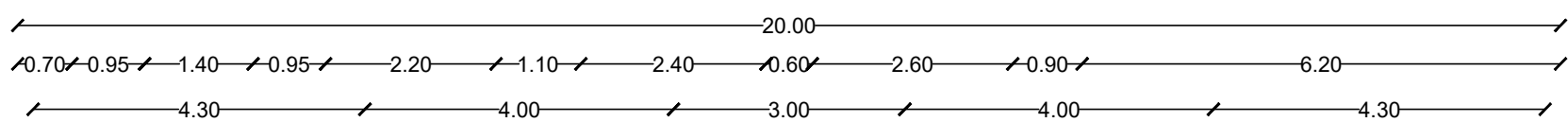


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

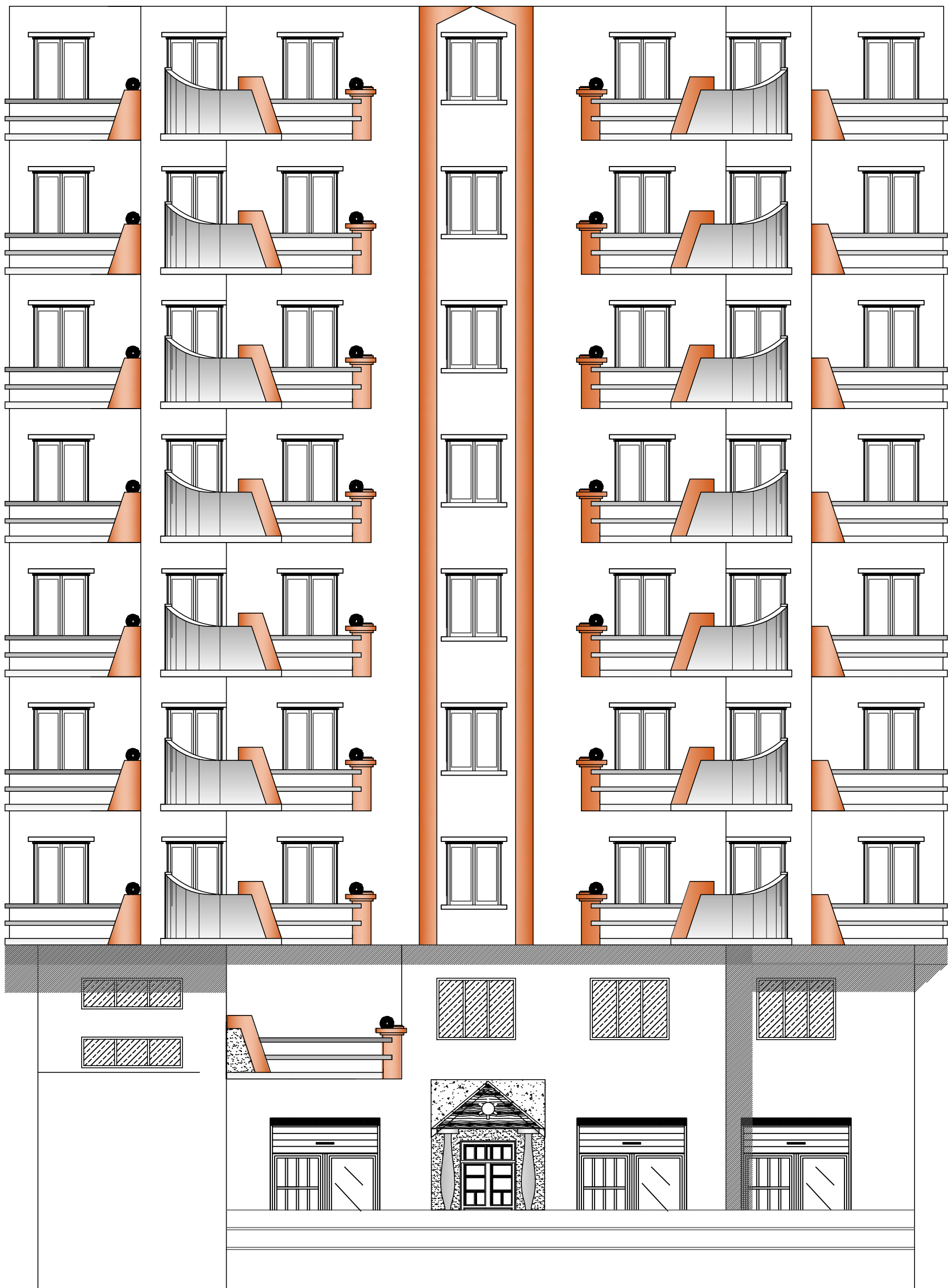
|                                  |                           |
|----------------------------------|---------------------------|
| ETUDIE PAR :                     | TITRE:                    |
| MELLE: ALLOUCHE HASSIBA          | FERRAILLAGE<br>D'ESCALIER |
| MELLE: AIT AMAR MEZIANE THASSADA |                           |
| DIRIGE PAR :                     |                           |
| MR:MANSOURI                      |                           |
| PROMOTION 2016-2017              | ECHELLE:1/50              |



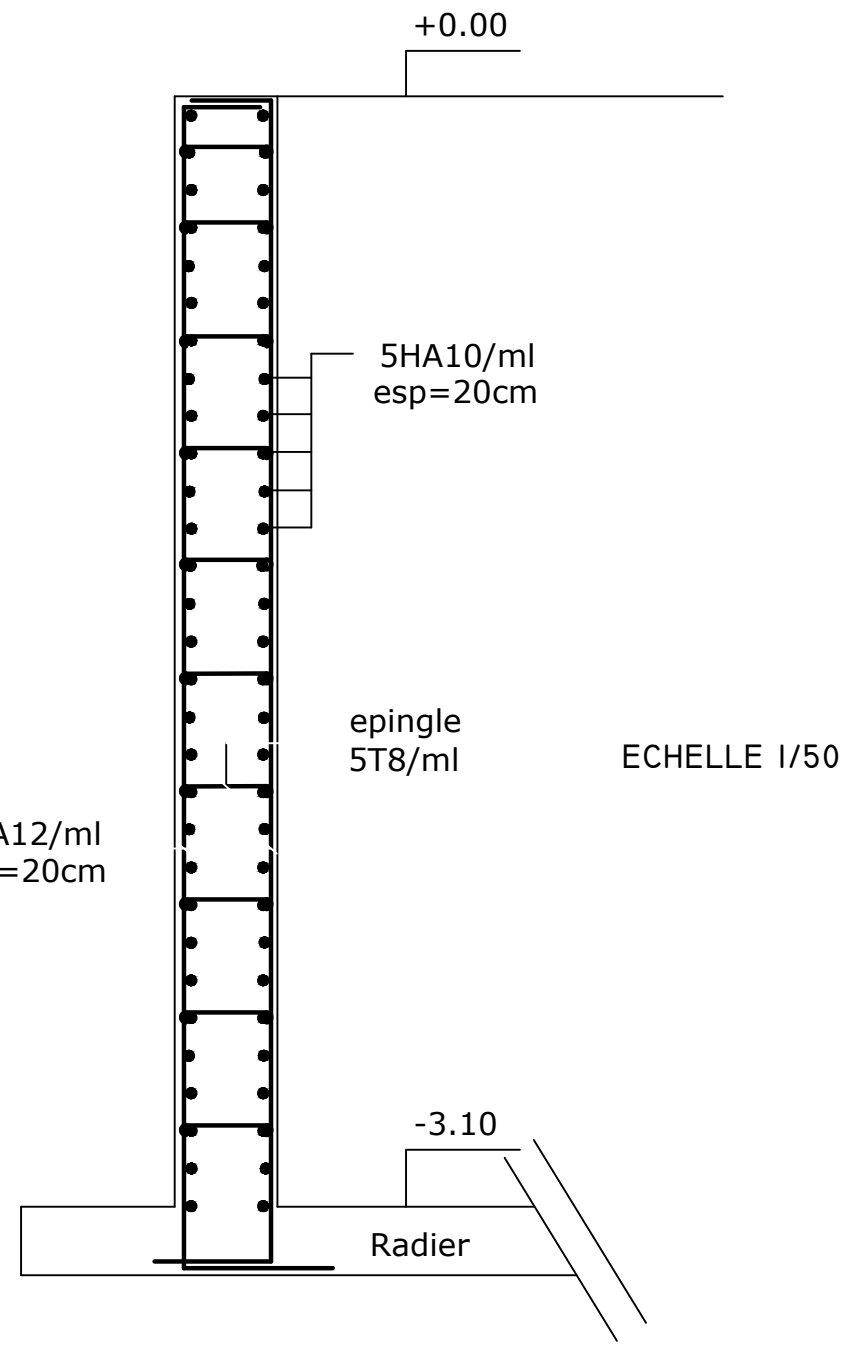
**PLAN ETAGE SERVICES**



**PLAN ETAGE COURANT**



*FACADE PRINCIPALE*



REPUBLICUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
 MELLE: ALLOUCHE HASSIBA  
 MELLE: AIT AMAR MEZIANE THASSADA

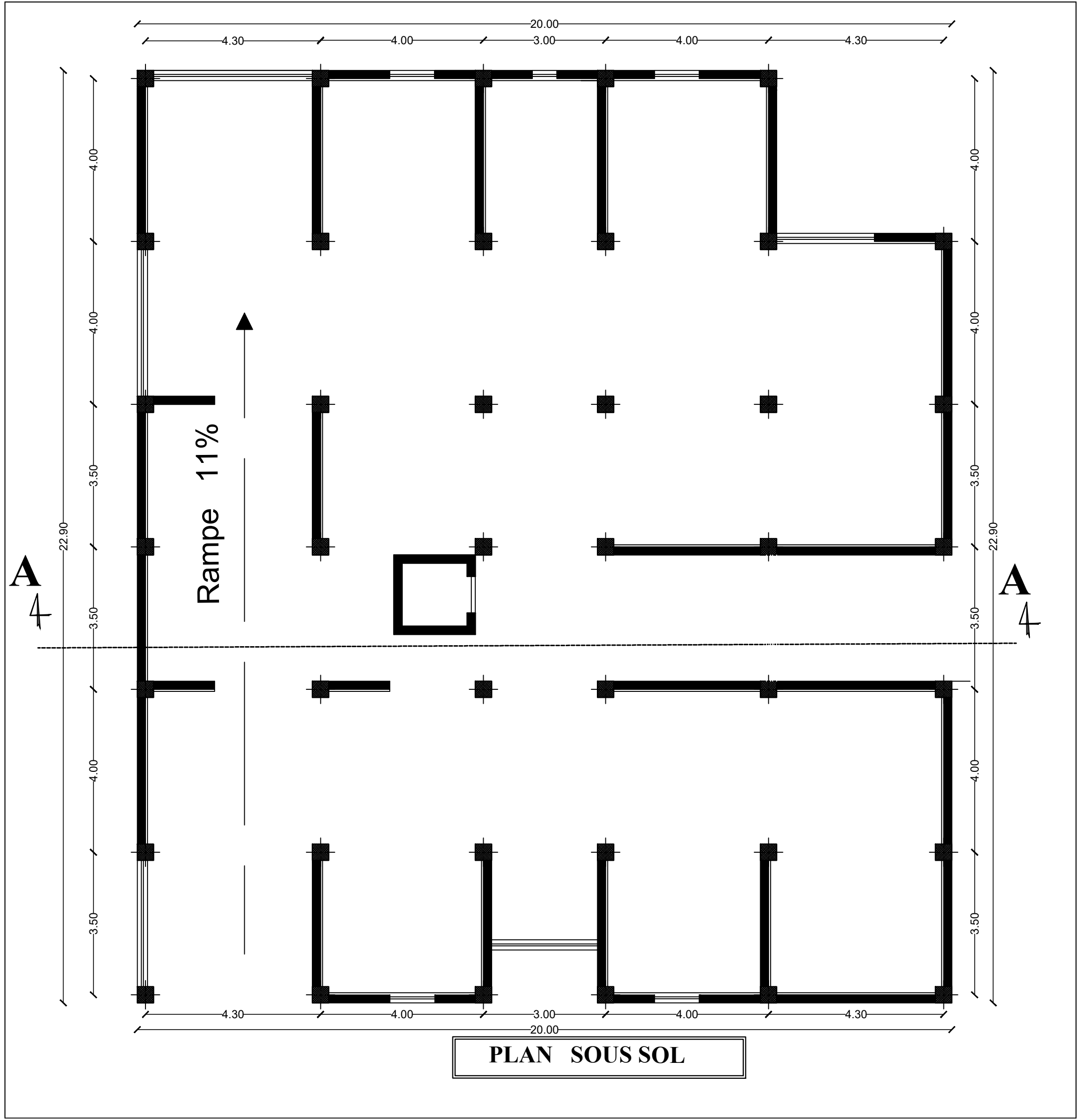
---

DIRIGE PAR :  
 MR:MANSOURI

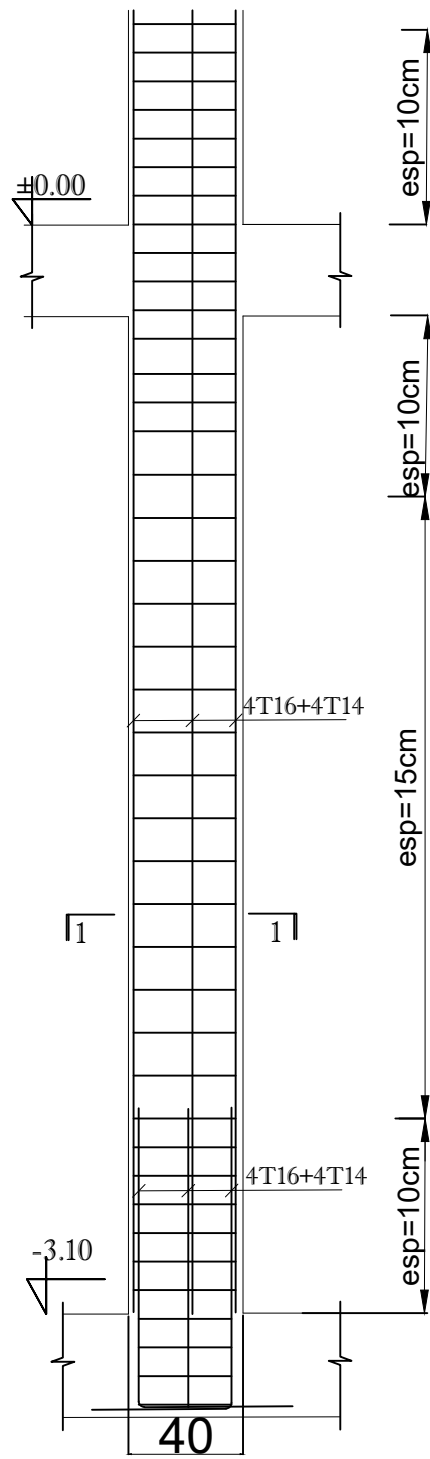
TITRE:  
*FERRAILLAGE  
 DU MUR  
 PLAQUE*

PROMOTION 2016-2017

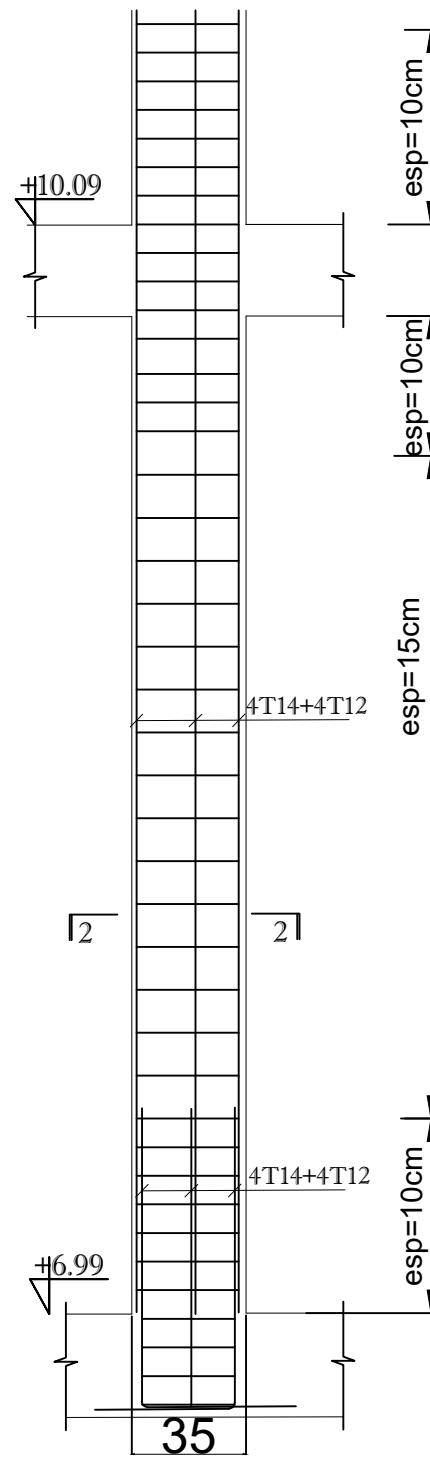
ECHELLE:1/50



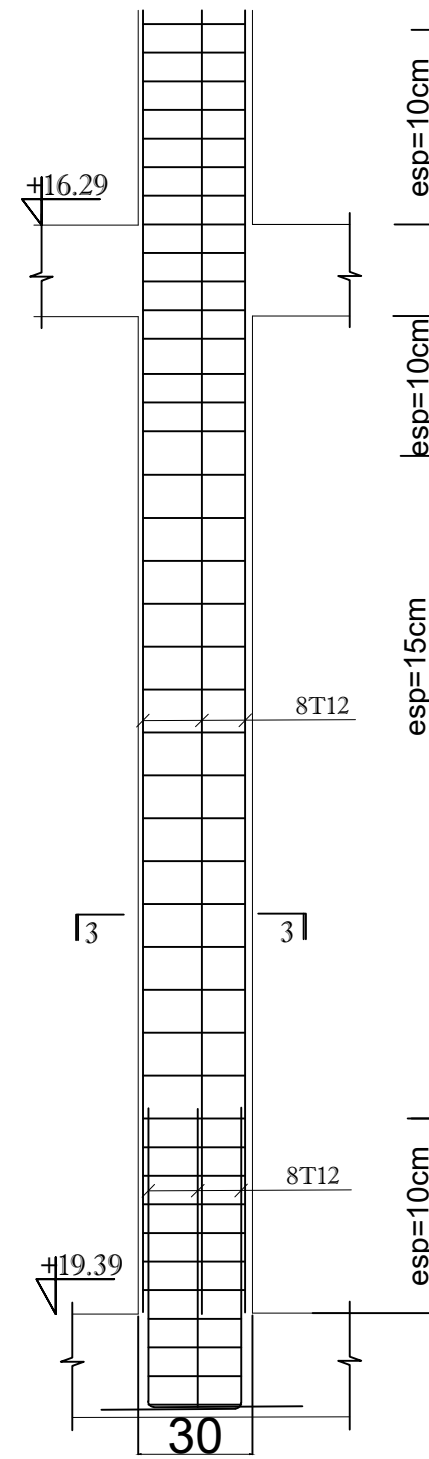
PLAN SOUS SOL



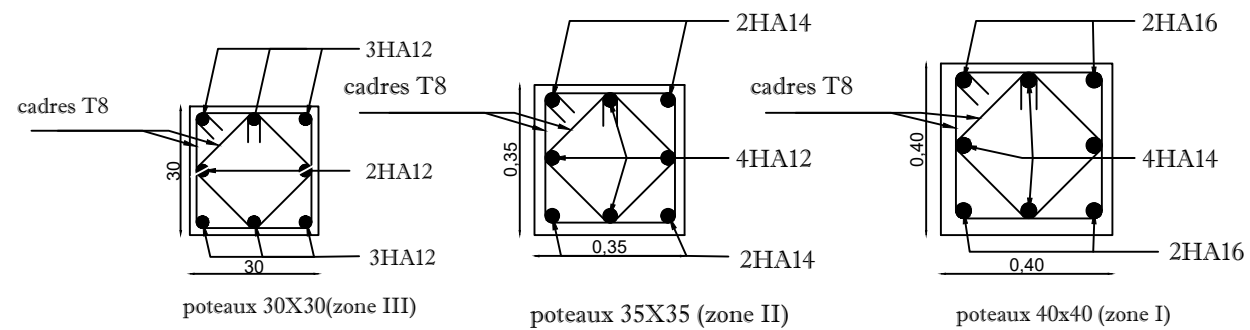
FERRAILLAGE POTEAU(40x40) cm<sup>2</sup>



FERRAILLAGE POTEAU(35X35) cm<sup>2</sup>



FERRAILLAGE POTEAU(30X30) cm<sup>2</sup>



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

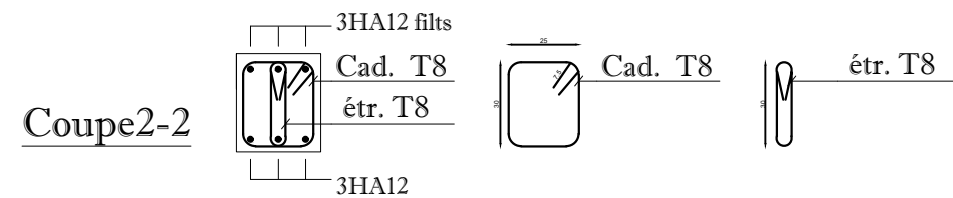
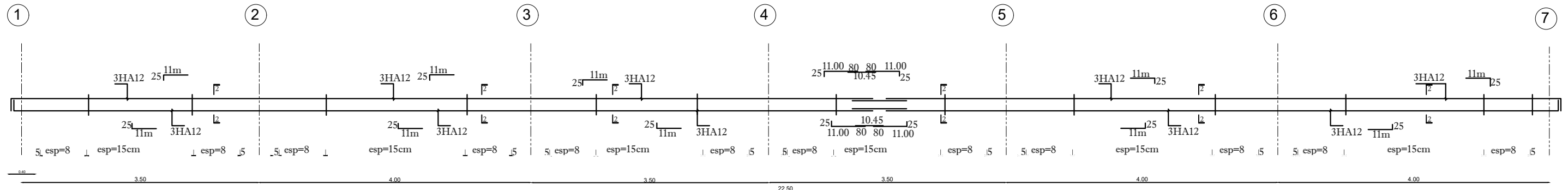
ETUDIE PAR :  
 MELLE: ALLOUCHE HASSIBA  
 MELLE: AIT AMAR MEZIANE THASSADA  
 DIRIGE PAR :  
 MR:MANSOURI

TITRE:  
**FERRAILLAGE  
 DES  
 POTEAUX**

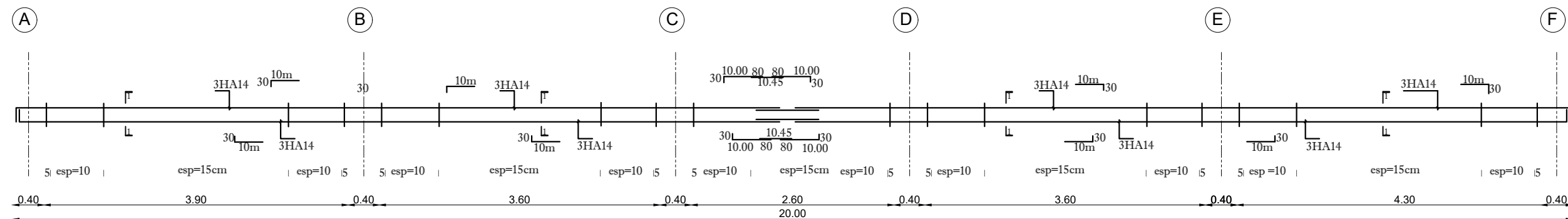
PROMOTION 2016-2017

ECHELLE 1/50

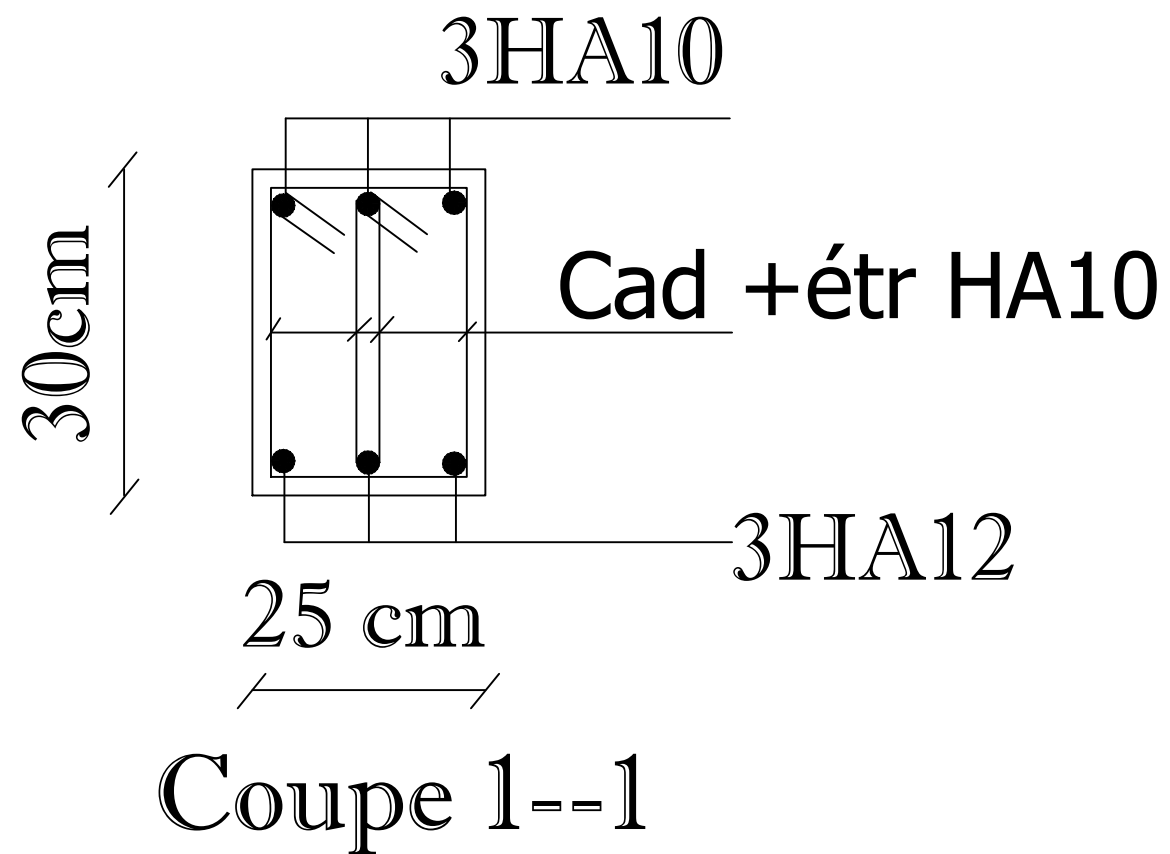
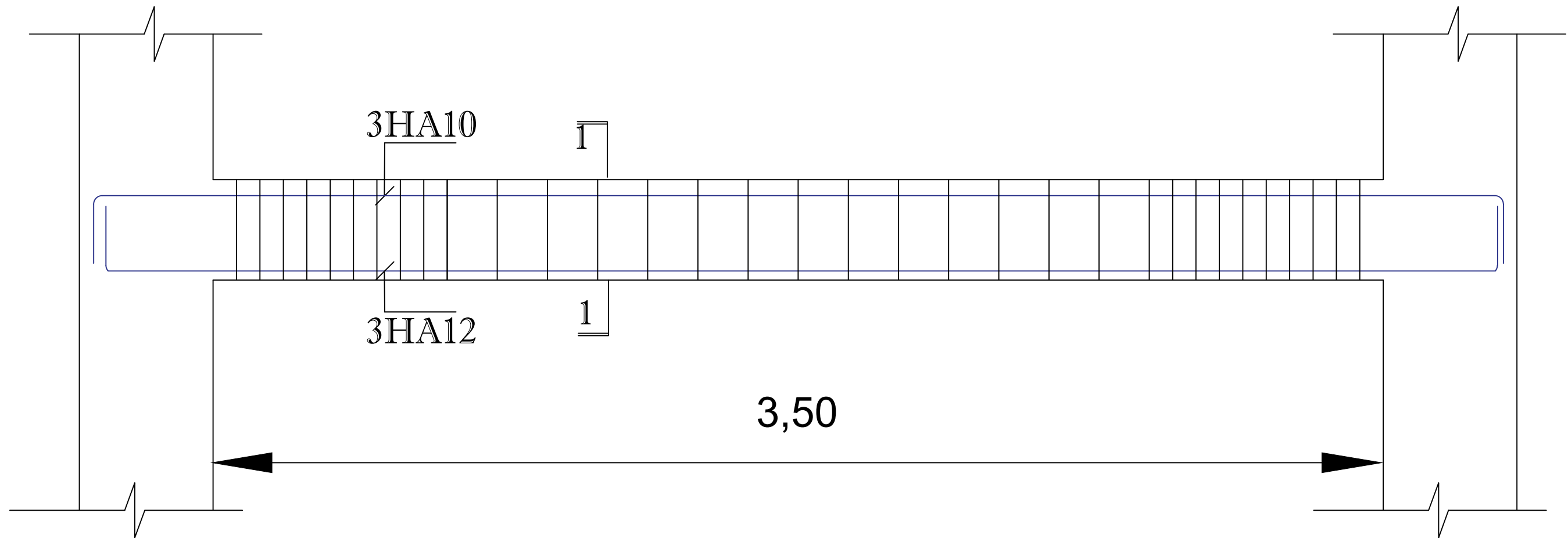
# Poutres secondaires



# Poutres Principales



|  |  |
|--|--|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE<br>UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU<br>FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION<br>DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL |  |
| ETUDE PAR<br>MELLE: ALLOUCHE HASSIBA<br>MELLE: AIT AMAR MEZIANE THASSADA<br>DIRIGE PAR<br>MR. MANSOURI   | TITRE<br>FERRAILLAGE<br>DES<br>POUTRES |
| PROMOTION 2016-2017  | ECHELLE: 1/50                          |



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

MELLE: ALLOUCHE HASSIBA

MELLE: AIT AMAR MEZIANE THASSADA

DIRIGE PAR :

MR:MANSOURI

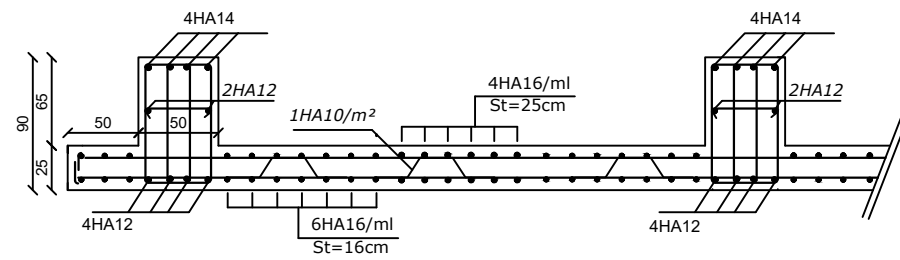
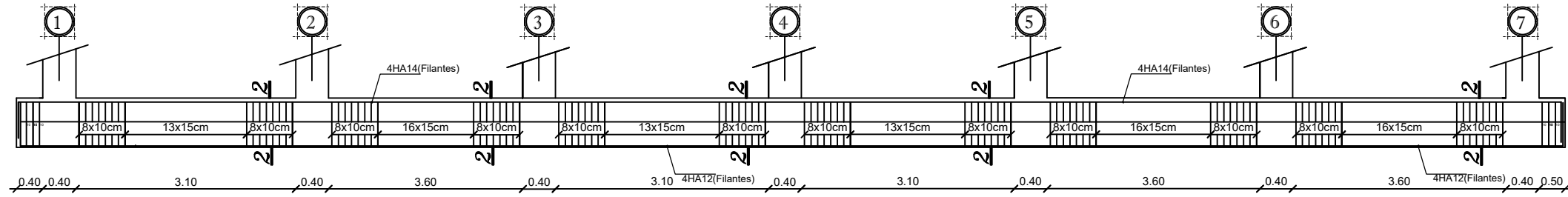
TITRE:

POUTRE PALIERE

PROMOTION 2016-2017

ECHELLE 1/50

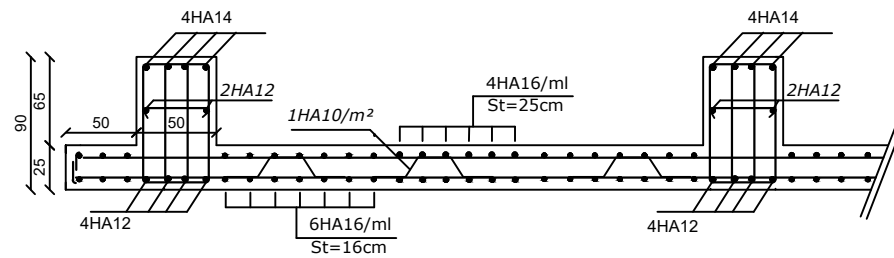
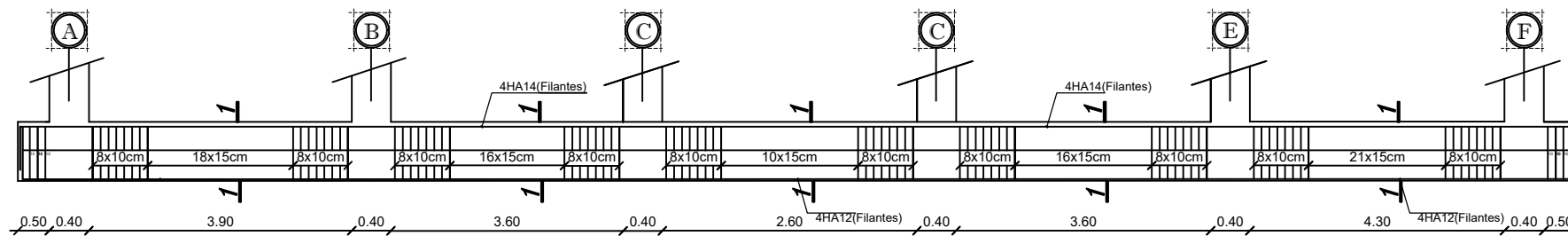
FERRAILLAGE NERVURE DIM (50 X 90) SENS longitudinale



FERRAILLAGE DU RADIER GENERAL (SENS --Y-Y--)

COUPE --2-2--

FERRAILLAGE NERVURE DIM (50 X 90) SENS TRANSVERSAL



FERRAILLAGE DU RADIER GENERAL (SENS --X-X--)

COUPE --1-1--

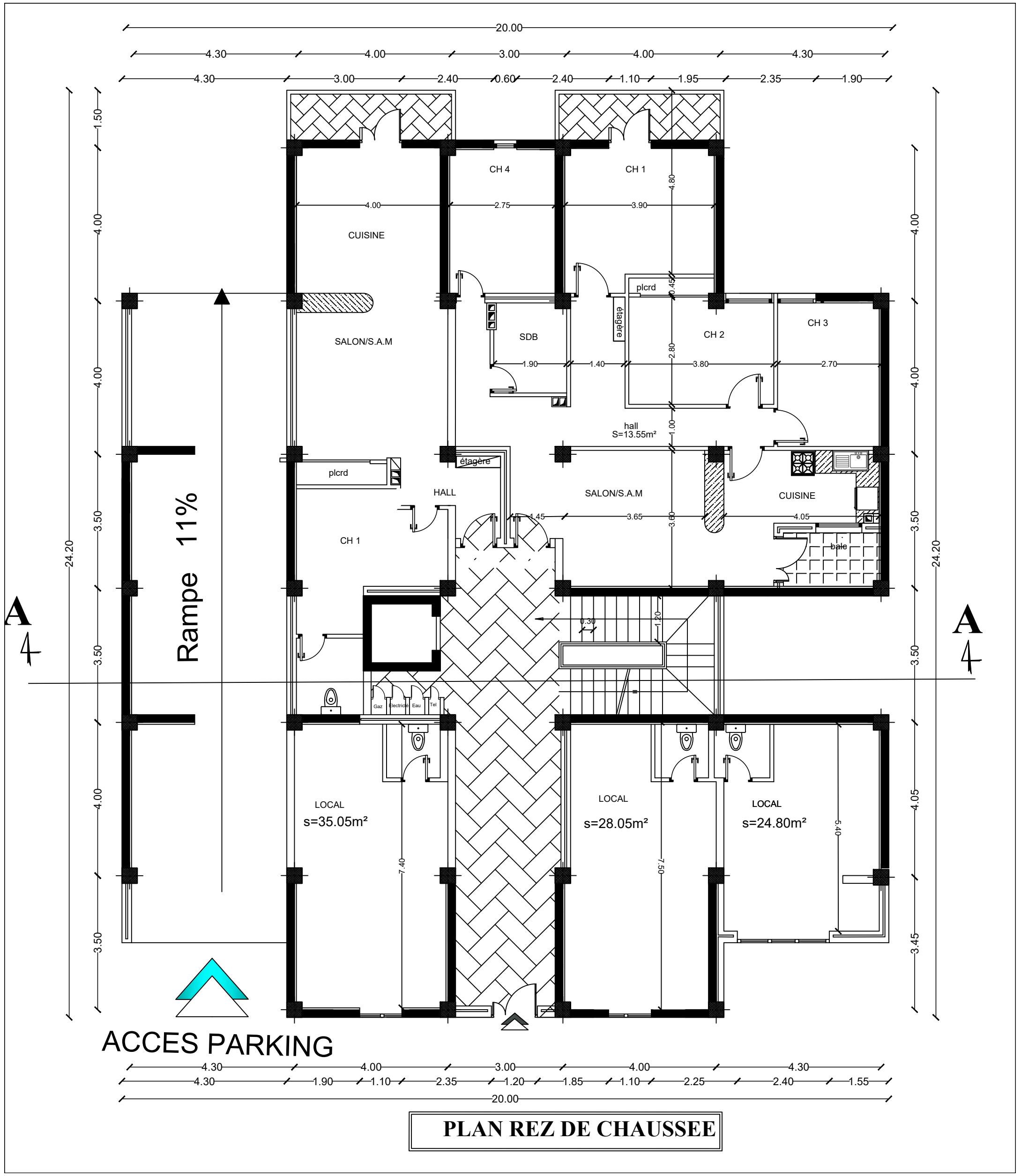
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
MELLE: ALLOUCHE HASSIBA  
MELLE: AIT AMAR MEZIANE THASSADA  
DIRIGE PAR :  
MR:MANSOURI

TITRE:  
Ferrailage  
du radier

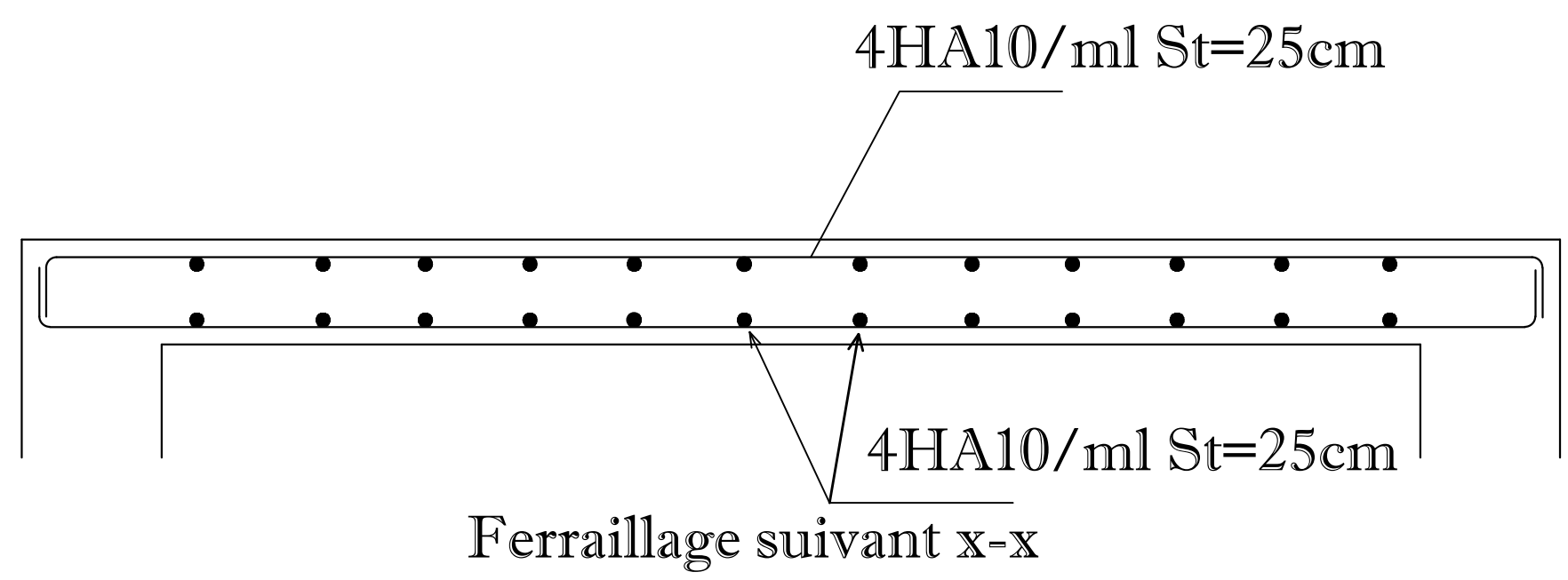
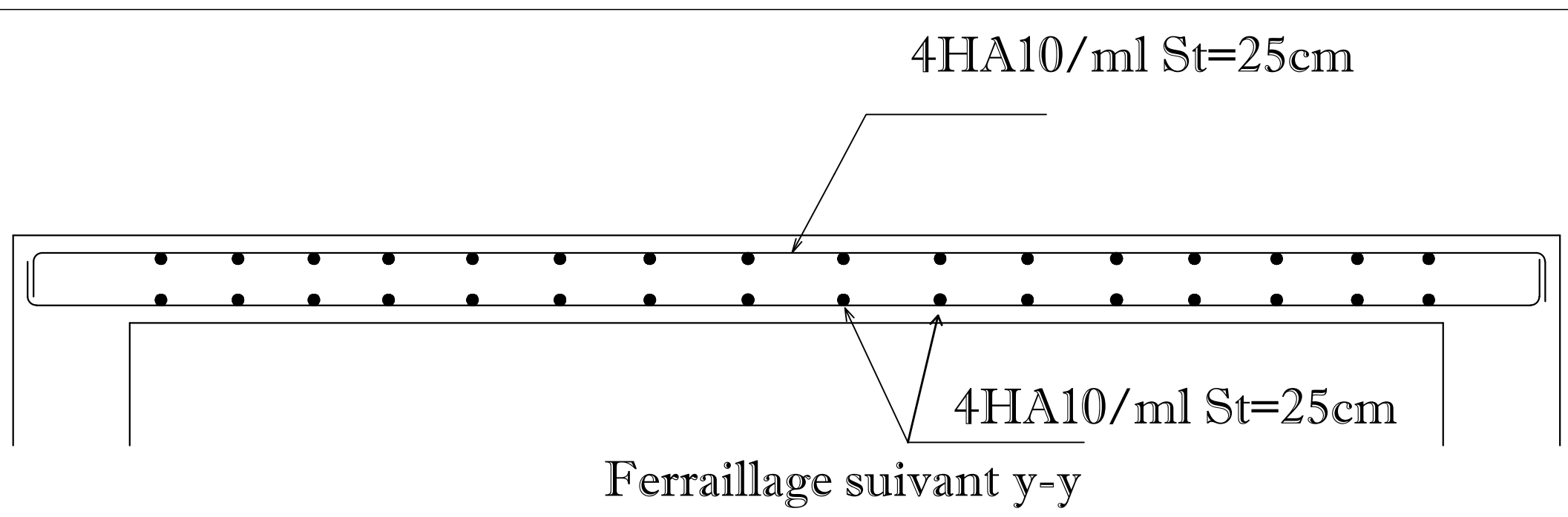
PROMOTION 2016-2017

ECHELLE:1/50



ACCES PARKING

**PLAN REZ DE CHAUSSEE**



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

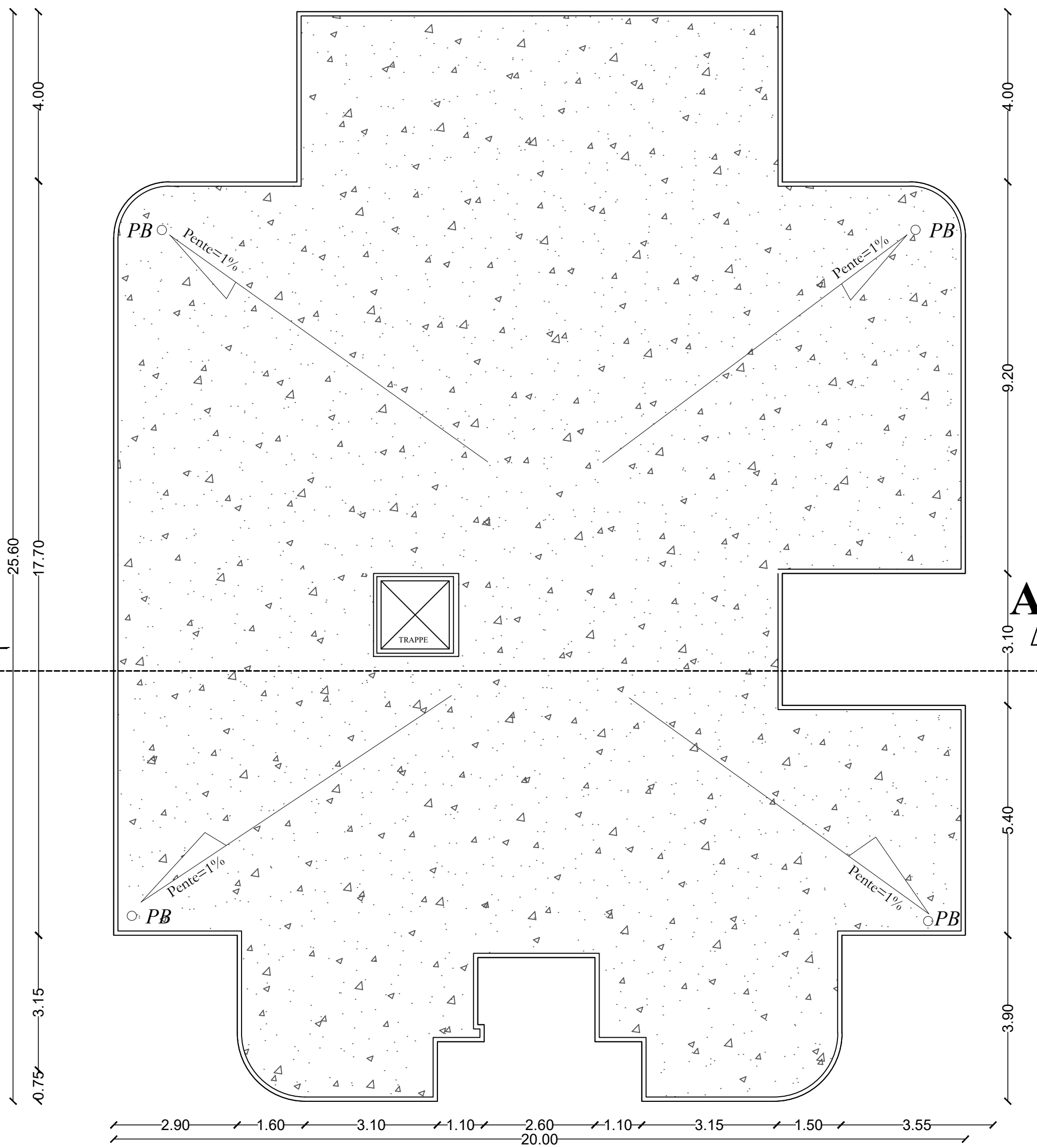
ETUDIE PAR :  
 MELLE: ALLOUCHE HASSIBA  
 MELLE: AIT AMAR MEZIANE THASSADA  
 DIRIGE PAR :  
 MR:MANSOURI

TITRE:  
**FERRAILAGE DE  
 LA DALLE  
 SALLE MACHINE**

PROMOTION 2016-2017

ECHELLE 1/50

19.95  
1.25 3.05 11.40 3.00 1.30



PLAN TOITURE

