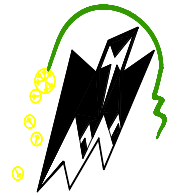


**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique**  
**Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou**  
**Faculté du génie de la construction**  
**Département de génie civil**



# **Mémoire de fin d'étude**

**En vue de l'obtention du diplôme Master en génie civil.**  
**Option : construction civile et industrielle.**

## **THÈME**

**Etude d'un bâtiments ( R+7+S-Sol+E-Sol) à usage**  
**D'habitation et commercial**  
**Contreventé par voiles**  
**Avec l'application du**  
**Logiciel ETABS**



**Etudié par: M<sup>r</sup> DAMENE Mahdi**  
**M<sup>r</sup> OUALI Fateh**

**Dirigé par : Mme : SAIB.N**

**Promotion : 2020 /2021**

## ***Remerciements***

**A L'issu de cycle de notre formation nous tenons à remercier dieu le tous puissant et le bien veillant.**

**En premier lieu , nous tenons à exprimer nos gratitude et nos remerciements à notre promotrice madame SAIB , nos vifs remerciements vont au nombre de jury pour avoir accepter de juger notre travail , et nous tenons à remercier nos amis pour leur soutient et leur encouragements.**

**Nous tenons à remercier aussi le personnel de la bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.**

**Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de prés ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.**

## ***Dédicaces***

**Je dédie cette mémoire en premiers à l'âme de ma mère**

**J'aurais souhaité ta présence en ce moment pour partager ma joie avec toi tu m'as quitté trop tard , tu étais mon plus fort repère , merci a toi chère maman ,ce modeste travail est l'un des fruits de tes sacrifices , reposes en paix chère maman en espérant , que tu est fière de moi .**

**A mon cher père que dieu me le protège et lui donnera une longue vie.**

**A l'âme de ma grand-mère.**

**Ma chère sœur Dyhia.**

**A tout ma famille.**

**A mon binôme Mehdi Damen.**

**A mes chers amis qui m'ont soutenu moralement depuis toujours en particulier Cylia et Mehdi**

***Fateh***

## ***Dédicaces***

**Je dédie ce travail**

**A ma famille ; elle qui m'as dotée d'une éducation digne ; son amour a fait de moi ce**

**Que je suis Aujourd'hui.**

**Je dédie cette thèse en premier à mon père**

**Particulièrement à mon support dans ma vie qui m'appris, ma supporté et m'a**

**Dirigé vers la gloire.**

**A ma chère mère**

**Qui ma soutenue et encouragée durant ces années d'études qu'elle trouve ici le**

**Témoignage de ma profonde reconnaissance celles qui m'a arrosée de tendresse  
et d'espoirs.**

**A mes chères sœurs qui m'ont chaleureusement encouragé tout au long de mon**

**Parcours.**

**A mon binôme qui à contribuer à la réalisation de ce modeste**

**Travail**

**A tous mes amis (es) en particulier**

**A mes amis sans exception à qui je souhaite de Succès.**

***Mehdi***

# **SOMMAIRE**

|                                                                              |            |
|------------------------------------------------------------------------------|------------|
| <b>Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage .....</b>           | <b>1</b>   |
| <b>Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments .....</b>                  | <b>12</b>  |
| - Planchers .....                                                            | 12         |
| - Poutres.....                                                               | 13         |
| - Voile.....                                                                 | 15         |
| - Poteaux.....                                                               | 21         |
| <b>Chapitres III : Calcule des éléments secondaire.....</b>                  | <b>27</b>  |
| - Planchers.....                                                             | 27         |
| - Dalle pleine .....                                                         | 49         |
| - Salle machine.....                                                         | 56         |
| - Poutre de chainage.....                                                    | 68         |
| - Acrotère.....                                                              | 77         |
| - Escalier.....                                                              | 88         |
| - Poutre palière.....                                                        | 102        |
| <b>Chapitre IV : Modélisation et vérifications des exigences de RPA.....</b> | <b>111</b> |
| <b>Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux .....</b>                | <b>142</b> |
| - Poteaux .....                                                              | 142        |
| - Poutres.....                                                               | 154        |
| - Voiles.....                                                                | 163        |
| <b>Chapitre IV : Etude de l'infrastructure.....</b>                          | <b>175</b> |
| <b>Chapitre VII : Etude de mur plaque .....</b>                              | <b>200</b> |

# Introduction Générale

## **Introduction Générale**

L'histoire de l'humanité a été marquée par un grand nombre de catastrophes naturelles notamment les séismes causant parfois par leur importances des destructions massives.

Le dernier séisme du 21 mai 2003, qui a touché la région centre du pays (Boumèrdes, Alger et Tizi – ouzou) on est un exemple très probant.

D'énormes pertes tant humaines que matérielles ont été déplorées.

L'impérieuse nécessité de se doter de nouvelles mesures parasismiques actualisées (règlement parasismique algérien version 2003) pour faire face au danger sans cesse grandissant que représente la haute sismicité du sol algérien sur le tissu urbain en plein expansion s'est révélée d'une importance primordiale.

Pour cela l'élaboration d'un ouvrage parasismique doit comporter deux aspects principaux :

- ❖ prévision de l'ampleur des manifestations sismiques attendues sur le site.
- ❖ La destination de l'ouvrage.

L'ingénieur en sa qualité de cheville ouvrière dans ce domaine et de par sa responsabilité dans la sécurité publique et la préservation du potentiel économique, doit prendre conscience de l'importance des risques et mettre en application les dispositions qui s'imposent afin d'éviter ou minimiser les dégâts.

# Chapitre I

## Présentation et description de l'ouvrage

**I.1 Introduction :**

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec les différentes caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.

**I.2 Description de l'ouvrage :**

Dans le cadre de notre mémoire de fin d'étude, nous avons choisi d'étudier un bâtiment (R+7+sous-sol+Entre Sol) à usage commercial et d'habitation qui sera implanté dans la wilaya de Tizi-Ouzou considérée zone de moyenne sismicité (Zone IIa) d'après le règlement parasismique algérien (RPA 99/Version 2003)

L'étude de l'ouvrage est menée en respectant les règlements en vigueur, à savoir :

- Règlement Parasismique Algérien RPA99 version 2003.
- Les DTR.
- CBA93.
- BAEL91 mode 99

Le bâtiment est constitué de :

- Sous-sol à usage commercial.
- Entre-sol à usage commercial.
- Rez-de-chaussée et 7 étages à usage d'habitation.
- Terrasse inaccessible.
- Cage d'escaliers.
- Cage d'ascenseur.

**I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**

- Longueur totale du bâtiment : 18.75 m
- Largeur totale du bâtiment : 13.50 m
- hauteur totale du bâtiment : 28.39 m
- hauteur d'un étage courant : 3.06 m
- hauteur du l'entre sol :3.06 m
- hauteur d'un rez-de-chaussée : 3.91m
- hauteur du sous-sol : 3.23 m

**I.3 Eléments de l'ouvrage :**

- **Ossature** : L'ouvrage possède une ossature composée de portiques et de voiles dont la fonction principale est la reprise des charges verticales et horizontales auxquelles sera soumise la structure.

- **Plancher** : éléments surfaciques horizontaux servant à séparer les étages et les isoler thermiquement et acoustiquement ainsi qu'à transmettre les charges aux éléments porteurs de la structure.

Nous avons deux types de plancher dans cet ouvrage :

- **Plancher en corps creux** : porté par des poutrelles assurant la transmission des charges vers les poutres et les poteaux.

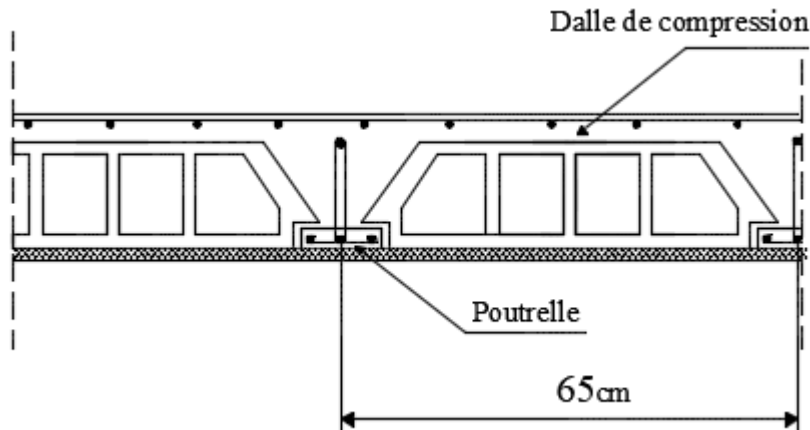


Figure.I.1 : plancher en corps creux

- **Plancher en dalle pleine** : en béton armé coulé sur place dans le cas des paliers de repos des escaliers, de certaines parties du plancher qui ne permettent pas la pose de poutrelles ainsi que du plancher de la salle machine qui soutient le système de déplacement de l'ascenseur.

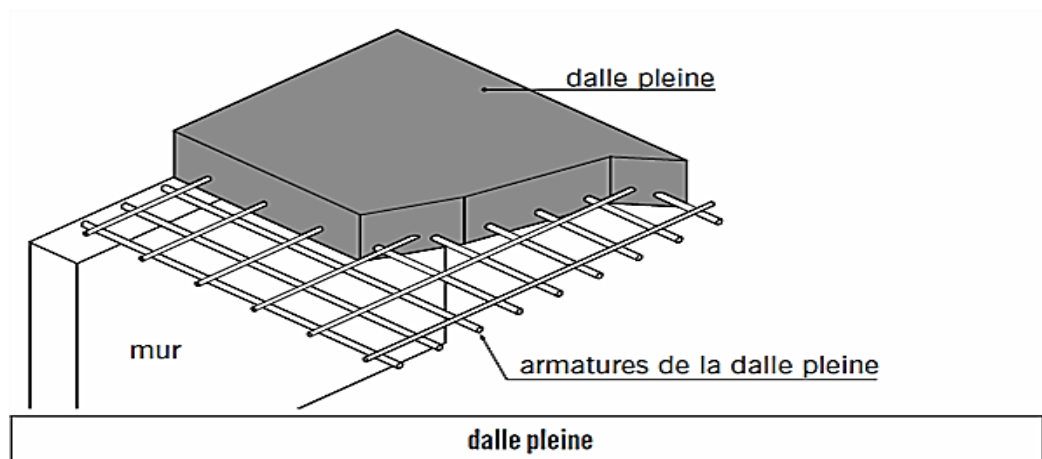


Figure .I.2 : plancher dalle pleine

**• Maçonnerie :**

- **Murs extérieurs** : sont constitués en double cloison de brique creuse de 10cm et 15cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm.

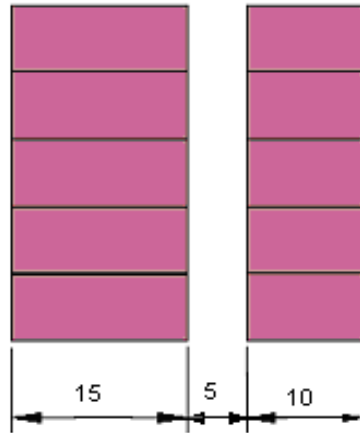


Figure . I.3 : Murs extérieurs en maçonneries

- **Murs intérieurs** : sont constitués en double cloison de brique creuse de 10cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm dans le cas de séparation entre les locaux commerciaux et les logements. Dans le cas de séparation interne des logements ils sont constitués d'une seule cloison de brique de 10cm d'épaisseur.

**• Revêtements** : Les revêtements seront comme suite :

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

**• Acrotère** : élément en béton armé d'une hauteur de 0.6m entourant la terrasse inaccessible.

**•Escaliers** : Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de gradins horizontaux permettant d'accéder aux différents niveaux.

Ce bâtiment est muni de trois cages d'escalier, ce sont des escaliers à deux volées en béton armé (paliers et paillasse), coulés sur place.

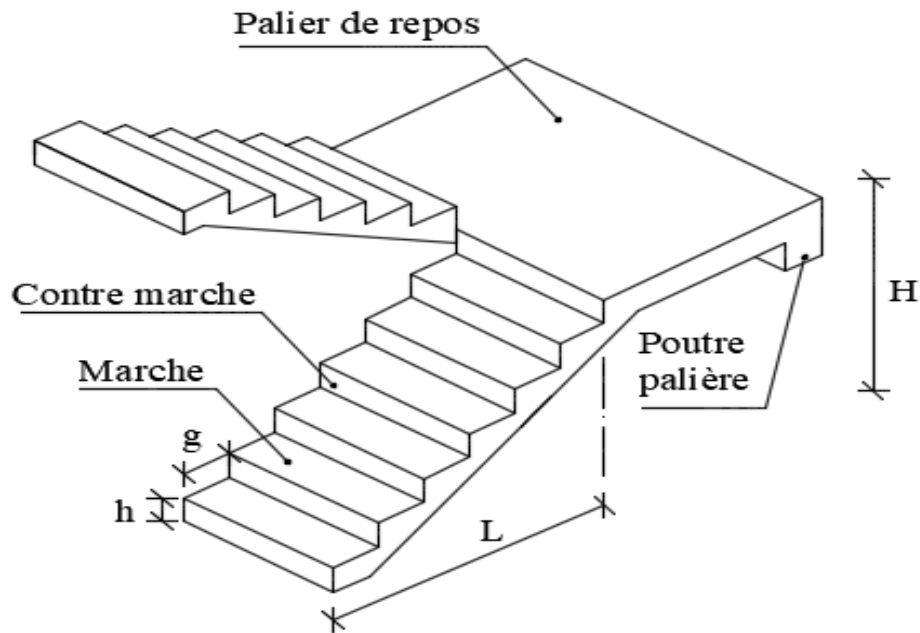


Figure .I.4 : Caractéristiques d'un escalier

- **Cage d'ascenseur** : Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voiles en béton armé.
- **Coffrage** : On opte pour un coffrage métallique de façon à faire limiter le temps d'exécution pour les voiles et un coffrage classique en bois pour les portiques.
- **Balcons** : Les balcons qui sont en console seront réalisés en dalle pleine, les autres seront réalisés en corps creux.
- **Les Voiles** : sont des murs en béton armé, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage. Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme.

### I.3.2 Infrastructure :

- **Mur plaque** : ouvrage de soutènement en béton armé plaqué contre les poteaux afin de retenir les terres entourant le bâtiment.
- **Fondation** : élément en béton armé situé à la base de l'ouvrage, elle reprend et transmet les charges de la superstructure vers le sol. Le choix du type de fondation dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

## I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

### I.4.1 Béton :

Le béton est un mélange de ciment, sable, granulat, et eau, dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment portland composé. La composition du béton doit être conforme aux règles du BAEL 91 modifié 99 et le RPA 2003, elle sera déterminée en laboratoire de façon à avoir une résistance caractéristique de 25Mpa

#### a) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge notée  $f_{c28}$ . Cette valeur est obtenue en laboratoire grâce à des essais mécaniques. La résistance à la compression varie avec l'âge du béton pour  $j \leq 28$  jours,  $A \ j < 28$  jours :

- ☞ A 1 J le béton atteint 15% de sa résistance.
- ☞ A 3 J → 50%.
- ☞ A 7 J → 70%.
- ☞ A 14 J → 80%.
- ☞ A 21 J → 90%.
- ☞ A 28 J → 99%
- $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$  en Mpa ; pour  $f_{c28} \leq 40MPa$ , (BAEL91/99-A.2.1,11)
- $f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28}$  en Mpa ; pour  $f_{c28} \geq 40MPa$ . (BAEL91/99-A.2.1,11)

Pour les éléments principaux, le béton mis en œuvre doit avoir une résistance  $f_{c28}$  au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 Mpa (art.7.2.1 RPA99/2003), Pour notre projet nous adopterons  $f_{c28}=25MPa$ .

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

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

- $f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$  en Mpa d'où  $f_{t28} = 2.1MPa$  (BAEL91/99-A.2.1,11)

Dans laquelle  $f_{tj}$  et  $f_{cj}$  sont exprimées en MPA (ou N/mm<sup>2</sup>). Cette formule est valable pour les valeurs de  $f_{cj} < 60$  MPA Dans notre cas on aura  $f_{t28}=2.1MPa$ .

#### c) Contraintes limites de service à la compression :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} \text{ en Mpa} \quad (\text{Art 4.5 .2 BAEL 91})$$

#### C.1) Contraintes limite de résistance à la compression « $f_{bu}$ » :

Celle -ci est donnée par la formule ci-dessous

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} \text{ en Mpa} \quad \text{ArtA4.3. 41BAEL91}$$

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

$\theta$  : 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  $< 1h$ ,

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

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

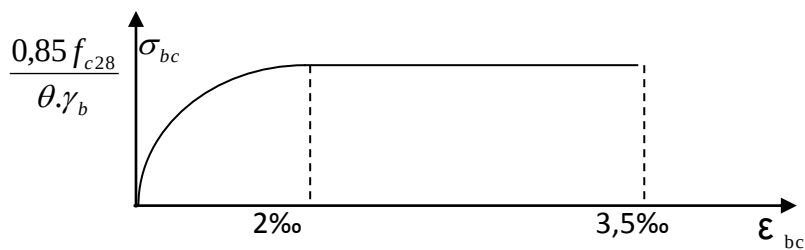


**Figure. I.5 : Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'E.L.U.**

### **C-2) Contrainte limite de service à la compression (Art : A4.5, 2 B.A.E.L.) :**

C'est l'état au-delà du quel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité. Cette limite vise à empêcher l'ouverture de fissures parallèles à la fibre neutre.

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

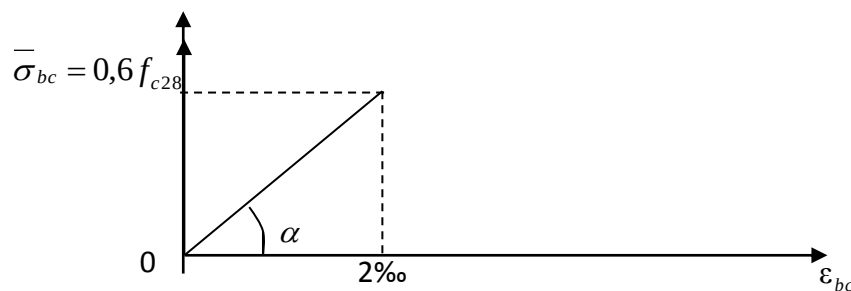


**Figure.I.6 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.**

$\epsilon_{bc}$  : déformation relative de service du béton en compression.

$\tan \alpha = E_b = \text{constant}$  (module d'élasticité).

### C.3) contrainte limite de cisaillement (Art : A5.1, 21 BAEL) :

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

$b$  : largeur de la section cisailée.

$d$  : hauteur utile.

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right\}, \text{ pour une fissuration peu nuisible.}$$

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

### I.4.2 Module d'élasticité :

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

#### a) Module de déformation longitudinale instantané du béton (Art : A2.1, 21 BAEL)

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il en résulte un module égal :

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

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

#### b) Module de déformation longitudinale différée du béton (Art : A2.1, 22 BAEL)

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

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ en MPa.}$$

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

**c) Module de déformation transversale :**

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \text{ en MPa.}$$

$\mu$  : coefficient de poisson,

E : module de YOUNG.

**I.4.3 Coefficient de poisson (Art : A2.1, 3 BAEL) :**

C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales :

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

$\nu = 0$  à l'état limite ultime.

**I.4.4 Acier :**

L'acier est un matériau qui présente une très bonne résistance à la traction (ainsi qu'à la compression pour des structures faiblement élancées), il se distingue aussi par une très bonne adhérence au béton permettant de créer le composite béton armé.

Les aciers se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces extérieures à savoir :

- Barres lisses.
- Barres à haute adhérence (HA).
- Treillis soudé.

Excepté pour les armatures transversales, les armatures pour béton armé des éléments principaux doivent être à haute adhérence, avec une limite d'élasticité spécifiée inférieure ou égale à 500 MPa. L'allongement total relatif sous charge maximale spécifiée doit être supérieur ou égal à 5% (**art7.2.2. RPA99/2003**)

Dans notre cas nous allons utiliser les nuances suivantes :

- Aciers à haute adhérence [feE400] ..... **fe = 400 MPa**
- Treillis soudés [feE500] .....**fe = 500 MPa**

Tel que : **fe** : est la limite d'élasticité de l'acier.

| Type d'aciers      | nominati on                                   | symbol e | Limite d'élasticité Fe[MPa] | Résista nce à la rupture | Allongement relatif à la rupture | Coefficie nt de fissuratio n ( $\eta$ ) | Coefficie nt de scellemen t ( $\psi$ ) |
|--------------------|-----------------------------------------------|----------|-----------------------------|--------------------------|----------------------------------|-----------------------------------------|----------------------------------------|
| Aciers en barres   | Haute adhérenc e<br>FeE400                    | AH       | 400                         | 480                      | 14‰                              | 1.6                                     | 1.5                                    |
| Aciers en treillis | Treillis soudé (TS)<br>TL520 ( $\Phi < 6$ mm) | TS       | 520                         | 550                      | 8‰                               | 1.3                                     | 1                                      |

Tableau.I.7: caractéristiques des aciers

**I.4.4.1 Module de déformation longitudinal de l'acier :**

Sa valeur est constante quel que soit la nuance de l'acier  $E_s = 200000$  MPa

**I.4.4.2 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‰.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité tel que :

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

**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 :

❖ **Etats limites de fissuration (CBA93-A.4.5.3) (BAEL91/99-B.2.4) :**

Afin de limiter l'apparition des fissures dans le béton et donc, d'éviter la corrosion des armatures, nous distinguons trois (03) cas de fissurations :

- **Fissurations peu nuisibles :** cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

$$\overline{\sigma}_{sol} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99/ A.4.5, 32})$$

- **Fissurations préjudiciables :** Cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right\} \equiv \eta : \text{coefficient de fissuration ;}$$

$$\eta = 1.6 \dots \dots \dots \text{pour les HA si } \phi \geq 6 \text{ mm.} \quad (\text{BAEL91/99-B.2.4})$$

$$\eta = 1.3 \dots \dots \dots \text{pour les HA si } \phi \leq 6 \text{ mm.} \quad (\text{BAEL91/99-B.2.4})$$

- **Fissurations très préjudiciables :** Dans ce cas-là, on note :

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

$\eta$ : coefficient de fissuration.

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

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

$\eta=1.0$  pour les aciers ronds lisses.

#### I.4.4.3 Diagramme contraintes déformations de l'acier :

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

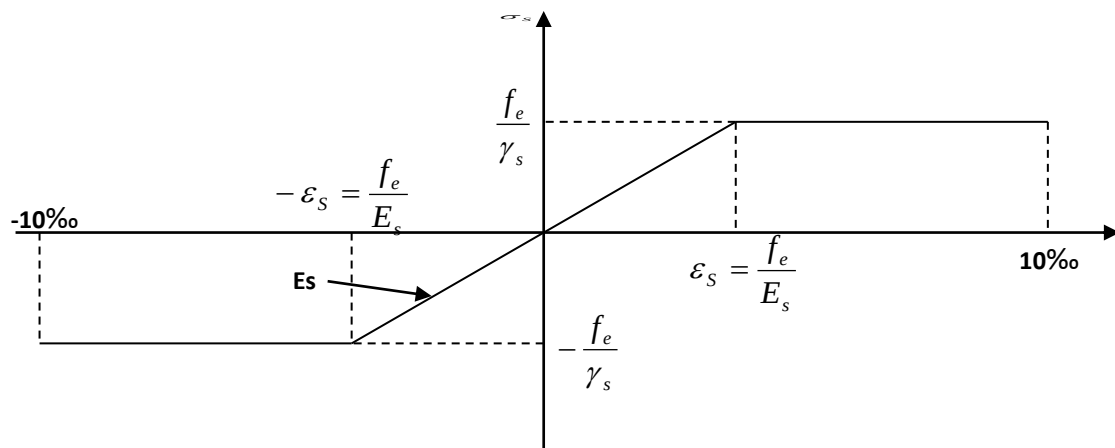


Figure.I.8 : Diagramme contraintes déformations de l'acier

**I.4.4.4 Protection des armatures (Art A7.1 BAEL) :**

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

- $C \geq 5\text{cm}$  ...pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou au brouillard salin.
- $C \geq 3\text{cm}$  ...pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations)
- $C \geq 1\text{cm}$  ...pour les parois situées dans les locales.

**❖ CONCLUSION :**

A ce niveau, nous avons défini tous les éléments que contient notre ouvrage, et les caractéristiques mécaniques des matériaux que nous allons utiliser lors de la construction, en respectant les règles du **(CBA 93) et BAEL91/modifiées.99**, et le règlement parasismique Algérien **(RPA99/version 2003)**.

## Chapitre II

### Pré- dimensionnement des éléments

## II.1 Introduction :

En respectant les recommandations en vigueur et à l'aide des règles de conception et de calcul des constructions, nous allons pouvoir pré dimensionner tous les éléments constitutifs de notre bâtisse, à savoir : les planchers, les voiles ; les poteaux et les poutres. Cela en utilisant les règlements (**RPA99/ version2003**) et (**CBA 93**), **BAEL99**.

## II.2 Pré dimensionnement des éléments :

Le pré-dimensionnement a pour but “le pré calcul “des sections des différents éléments résistants de la structure. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux différentes sollicitations.

### II.2.1 Les planchers :

#### ➤ Les planchers en corps creux :

Ils se décomposent en un corps creux et une dalle de compression ferraillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée. La hauteur totale du plancher doit vérifier :

$$ht \geq \frac{L}{22.5} \quad (\text{Art B.6.8.44 BAEL 91/modifiée 99})$$

Avec :

**L** : portée libre maximale dans le sens des poutrelles.

**ht** : hauteur totale du plancher.

$$L_{\max} = 475 - 25 = 450 \text{ cm}$$

$$ht \geq \frac{L}{22,5} = \frac{450}{22,5} = 20 \text{ cm}$$

On optera pour un plancher de  $(16+4) = 20\text{cm}$

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

#### ❖ Conclusion :

On a adopté un plancher de 20 cm d'épaisseur composé d'un corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4cm.

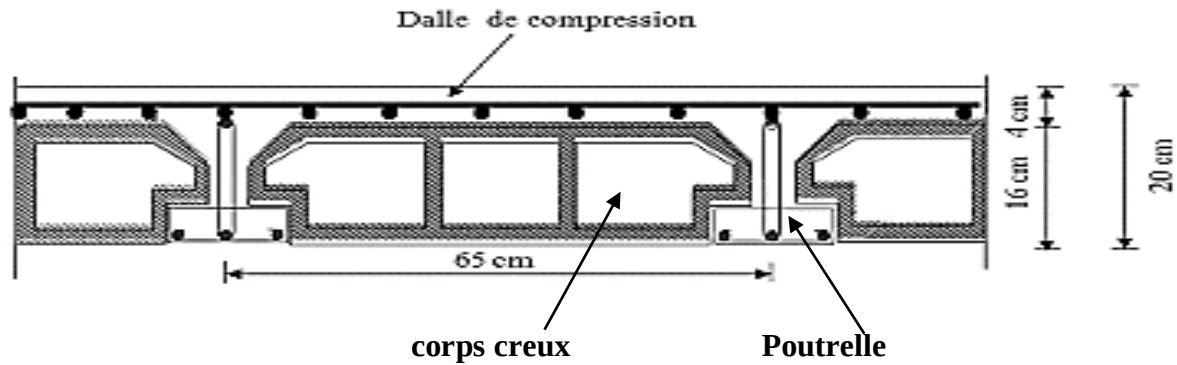


Figure II. 1 : Schéma d'un plancher en corps creux

### ➤ Plancher en dalle pleine :

C'est une dalle réalisée en béton armée uniquement. Elle repose avec ou sans continuités sur deux ou plusieurs appuis constitués de poutres ou de refends. Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation :

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion. Dans le présent projet, la dalle est considérée comme une console encastrée.

$$e \geq \frac{L}{10} \text{ avec : } L : \text{la largeur de la console.}$$

$$L=1.15 \rightarrow e = \frac{1.15}{10} = 0.115 \text{ m}$$

### II.2.2 Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place, elles assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles). Les dimensions des poutres isostatiques sont définies en fonction de leurs portées « L », telles que :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ (Règlement BAEL91/modifiées 99)}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Avec :

- **h** : Hauteur de la poutre
- **b** : Largeur de la poutre
- **L** : Longueur maximum entre nu d'appuis

Par ailleurs l'article 7.5.1 du RPA exige les conditions suivantes est :

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

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

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

### II.2.2.1 Poutres Principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles

$$L_{\max} = 475 - 25 = 450$$

- **Hauteur :**

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10}$$

$$30 \leq h \leq 45$$

On prend : **H = 40 cm**

- **Largeur :**

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

$$16 \leq b \leq 28$$

On prend : **B = 30 cm**

### II.2.2.2 Poutres secondaires :

Se sont des poutres parallèles aux poutrelles.

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

- **Hauteur :**

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

$$23.66 \leq h \leq 35.5$$

On prend : **H = 35**

- **Largeur :**

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

$$14 \leq b \leq 24.5$$

On prend : **B = 30 cm**

- **Vérification :**

| Condition              | P.P  | P.S  | vérification |
|------------------------|------|------|--------------|
| $h \geq 30 \text{ cm}$ | 40   | 35   | vérifiée     |
| $B \geq 20 \text{ cm}$ | 30   | 30   | vérifiée     |
| $h/b \leq 4$           | 1.33 | 1.16 | vérifiée     |

**Tableau II.2 : vérification des conditions du RPA**

Les conditions du RPA sont bien respectées, donc les sections adoptées sont :

- Poutres principale :  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire :  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

### II.3 les voiles :

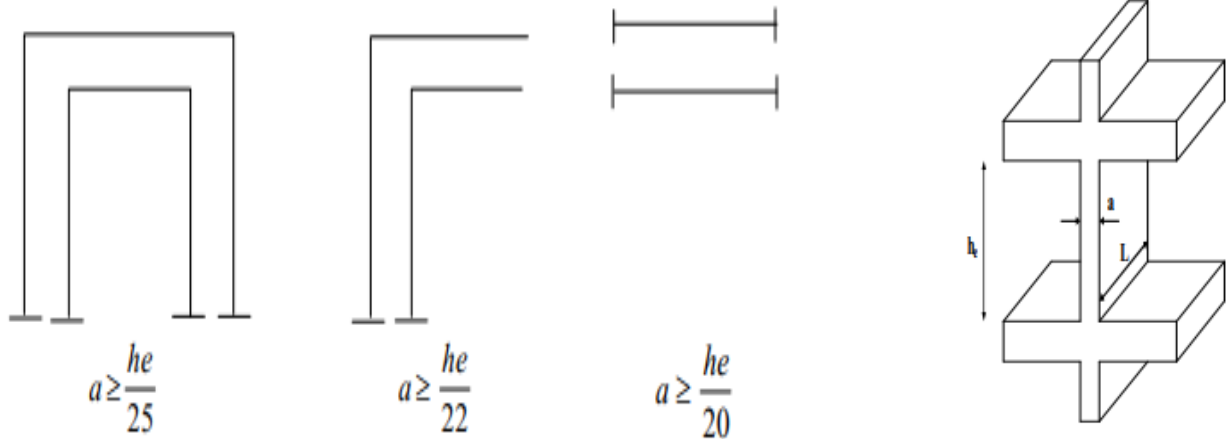


Figure II.2 : coupe des voiles en plan et coupe de voile en élévation.

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales et à reprendre une partie des charges verticales. Selon le **RPA 99 modifié 2003, Art [7.7.1]** ; les éléments considérés comme voiles doivent satisfaire la condition suivante :  $L \geq 4a$

Avec :

**a**: épaisseur du voile.

**L**: portée minimale du voile.

L'épaisseur minimale est de 15cm ( $\square a \leq 15 \text{ cm}$ ), elle doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions e de rigidité aux extrémités.

Dans notre cas :  $e \geq \left( \frac{h_e}{20} \right)$

- **Pour le Sous-Sol :**

$$H_{SS} = 323 - 20 = 303 \text{ cm}$$

$$\frac{h_e}{20} = \frac{303}{20} = 15.5 \text{ cm}$$

- **Pour RDC :**

$$H_e = 391 - 20 = 371 \text{ cm}$$

$$\frac{h_e}{20} = \frac{371}{20} = 18.55 \text{ cm}$$

- **Pour les autres étages :**

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

$$\frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$$

On prend  $e = 20 \text{ cm}$

- **Vérification :**

On doit vérifier que  $L_{\min} \geq 4e$

Avec  $L_{\min}$  : portée min des voiles.

$$L_{\min} \geq 4 \times e = 80 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## II.4 les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait en fonction des sollicitations en compression centrée selon les règles du BAEL91, en appliquant les trois critères suivants :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règle de RPA99 (modifiée 2003).  
Pour un poteau rectangulaire de la zone II-a, on a :

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

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \quad \equiv \quad h_e = \text{hauteur libre entre les étages.}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$$

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'état de service en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal  $N_s$

Tel que :  $N_s = G + Q$  avec

**$N_s$** : effort normal repris par le poteau.

**$G$**  : charge permanente.

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

L'effort normal  $N_s$  sera déterminé à partir de descente de charge en considérant le poteau le plus sollicité. Dans notre cas, le poteau C4 est le plus sollicité.

La section  $S$  est donnée par la formule suivante :  $S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

Avec  $\sigma_{bc}$  : contrainte de compression admissible du béton égale à 15 MPa.

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 \equiv \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

### II.4.1 Descente de charge :

La descente de charge est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées

A chaque élément porteur (poutre, poteau ou voile) appelées surface d'influence.

- **Surface d'influence :**

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

$$S = (1.85 \times 2.25) + (1.85 \times 1.65) + (1.74 \times 2.25) + (1.74 \times 1.65)$$

$$S = 14.00 \text{ m}^2.$$

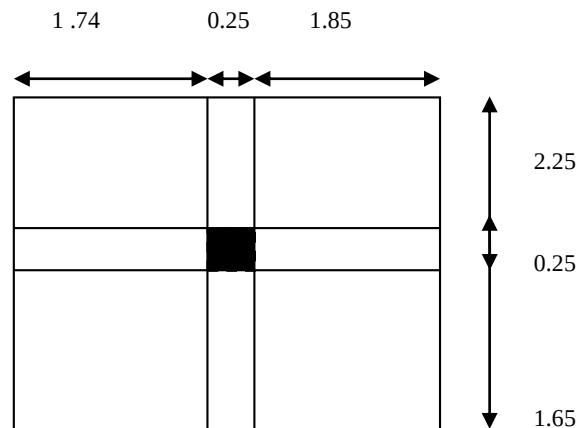


Figure.II.3 : Surface d'influence

### II.4.2 Détermination des charges et surcharges :

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs ainsi que les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR B.C.2.2.**

- **Charges permanentes :**

- **Plancher terrasse :**

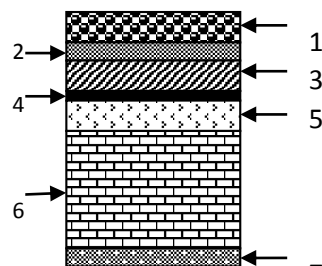


Figure.II.4 : Coupe verticale du plancher terrasse

| N°                             | Eléments                        | Epaisseur (cm) | $\rho(\text{KN/m}^3)$ | G (KN/m²) |
|--------------------------------|---------------------------------|----------------|-----------------------|-----------|
| 1                              | Protection lourde               | 5              | 20.00                 | 1.00      |
| 2                              | Etanchéité multi couche         | 2              | 06.00                 | 0.12      |
| 3                              | Forme de pente en béton         | 7              | 22.00                 | 1.54      |
| 4                              | Feuille de polyane (par vapeur) | 4              | 00.25                 | 0.01      |
| 5                              | Isolation thermique en liège    | 4              | 4.00                  | 0.16      |
|                                |                                 |                |                       |           |
| 6                              | Plancher en corps creux         | 16+4           | 14.00                 | 2.80      |
| 7                              | Enduit de plâtre                | 2              | 10.00                 | 0.20      |
| Charge permanente totale $G_t$ |                                 |                |                       | 5.83      |

Tableau.II.2 : charges permanente du plancher d'étage terrasse

## ➤ Placher d'étage courant :

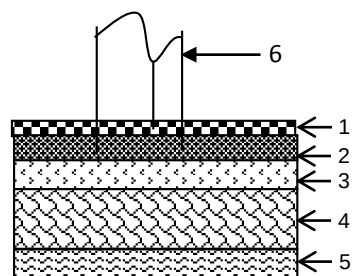


Figure.II.4 : Coupe verticale du plancher étage courant

| N°                          | Eléments                | Epaisseur (cm) | $\rho$ (KN/m <sup>3</sup> ) | G (KN/m <sup>2</sup> ) |
|-----------------------------|-------------------------|----------------|-----------------------------|------------------------|
| 1                           | Revêtement en carrelage | 2              | 20                          | 0.40                   |
| 2                           | Mortier de pose         | 3              | 20                          | 0.60                   |
| 3                           | Couche de sable         | 3              | 22                          | 0.66                   |
| 4                           | Plancher en corps creux | 20             | 14                          | 2.80                   |
| 5                           | Enduit de plâtre        | 2              | 10                          | 0.20                   |
| 6                           | Cloisons intérieures    | 10             | 9                           | 0.90                   |
| Charge permanente totale Gt |                         |                |                             | 5.56                   |

Tableau. II.3 : charges permanente du plancher d'étage courant

## ➤ Murs extérieurs :

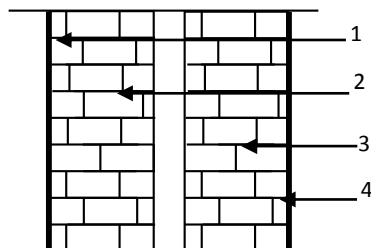


Figure. II.5 : coupe verticale du mur double cloison

| N°      | Eléments                 | Epaisseur (cm) | Poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|---------|--------------------------|----------------|----------------------------|
| 1       | Enduit ciment            | 2              | 0.36                       |
| 2       | Brique creuse intérieure | 10             | 0.90                       |
| 3       | Brique creuse extérieure | 10             | 0.90                       |
| 4       | Enduit plâtre            | 2              | 0.20                       |
| G total |                          |                | 2.36                       |

Tableau. II.6 : charge permanente du mur extérieure

➤ **Murs intérieure :**

| N° | Eléments                    | Epaisseur (cm) | Poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|----|-----------------------------|----------------|----------------------------|
| 1  | Maçonnerie en brique creuse | 2              | 0.36                       |
| 2  | Enduit plâtre               | 10             | 0.90                       |

Tableau. II.7 : charge permanente du mur intérieur

➤ **Acrotère :**

Poids propre de l'acrotère pour 1 ml égale à :

$$G_a = P_b \times S$$

Avec  $p_b$  : masse volumique du béton = 25 KN/m<sup>3</sup>

$S$  : surface de la section de l'acrotère.

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1) + (0.02 \times 0.1) / 2$$

$$S = 0.069 \text{ m}^2$$

D'où le poids propre de l'acrotère est :

$$G = 0.069 \times 0.25 = 1.725 \text{ KN/ml}$$

**II.4.3 : Calcul des poids propres :**➤ **Plancher terrasse :**

$$G_{pt} = 5.83 \times 14 = 81.62 \text{ KN}$$

➤ **Plancher courant :**

$$G_c = 5.56 \times 14 = 77.84 \text{ KN}$$

➤ **Poutres :**✓ **Poutres principales :**

$$G_{pp} = (0.35 \times 0.25) \times (4.75 - 0.25) \times 25 = 9.84 \text{ KN}$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$G_{pc} = (0.3 \times 0.25) \times (3.95 - 0.25) \times 25 = 6.93 \text{ KN}.$$

Donc le poids propre des poutres est :

- $G_{tot} = G_{pp} + G_{pc} = 16.77 \text{ KN}$

➤ **Les Poteau:**

- Poteau d'étage courant :  $G_p = 25 \times (0.25 \times 0.25) \times (3.06 - 0.2) = 4.74 \text{ KN}$ .
- Poteau de RDC :  $G_{RDC} = 25 \times (0.25 \times 0.25) \times (3.91 - 0.2) = 5.79 \text{ KN}$ .
- Poteau du sous-sol :  $G_{ss} = 25 \times (0.25 \times 0.25) \times (3.23 - 0.2) = 4.734 \text{ KN}$ .

On aura donc:

- Poids propre revenant au niveau terrasse :  $G_{tot} = 103.13 \text{ KN}$ .
- Poids propre revenant aux étage courants :  $G_{tot} = 99.35 \text{ KN}$ .
- Poids propre revenant aux RDC :  $G_{tot} = 100.4 \text{ KN}$ .
- Poids propre revenant au sous-sol :  $G_{tot} = 99.34 \text{ KN}$ .

➤ **Surcharge d'exploitation :**

- Plancher terrasse inaccessible :  $1.00 \times 14 = 14 \text{ KN}$ .
- Plancher à usage d'habitation :  $1.5 \times 14 = 21 \text{ KN}$
- Plancher entre sol à usage bureau :  $2.5 \times 14 = 35 \text{ KN}$ .
- Plancher RDC commerciale :  $2.5 \times 14 = 35 \text{ KN}$ .
- Sous-sol :  $2.5 \times 14 = 35 \text{ KN}$ .

**II.4.4 : Loi de dégression verticale des surcharges d'exploitations :**

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Ces dernières s'appliquent aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

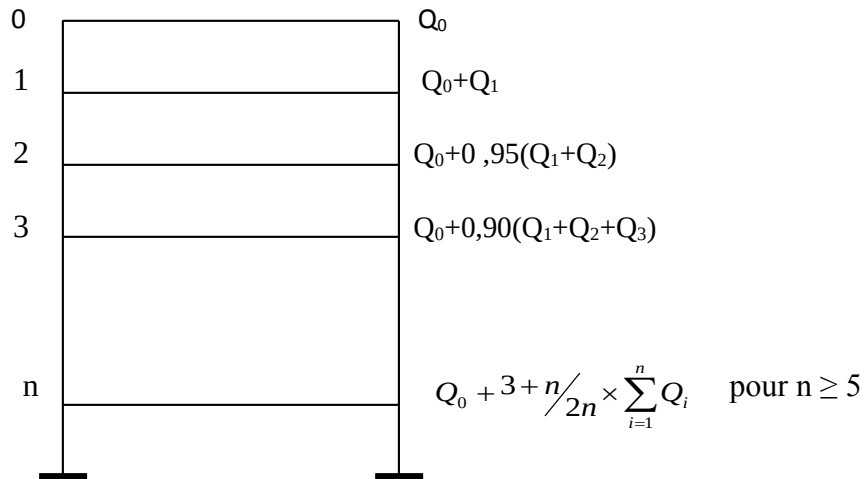
La loi de dégression est donnée par :  $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$  pour  $n \geq 5$

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

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

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

$Q_n$  : surcharge d'exploitation l'étage en tenant compte de la dégression des surcharges.



| Niveaux      | 7 | 6 | 5    | 4    | 3    | 2    | 1    | Entre sol | RDC  | S /sol |
|--------------|---|---|------|------|------|------|------|-----------|------|--------|
| Coefficients | 1 | 1 | 0.95 | 0.90 | 0.85 | 0.80 | 0.75 | 0.71      | 0.69 | 0.67   |

Figure .II.8 : Dégression vertical des surcharges d'exploitation

**Les charges cumulées :**

Avec :

- $Q_0 = 1.00 \times 14 = 14 \text{ KN}$ .
- $Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q_6 = Q_7 = 1.5 \times 14 = 21 \text{ KN}$ .
- $Q_8 = Q_9 = 2.5 \times 14 = 35 \text{ KN}$

$$Q_0 = 1 \times 14 = 14 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 14 + 21 = 35 \text{ KN}$$

$$Q_2 = 14 + 0.95(2 \times 21) = 53.9 \text{ KN}$$

$$Q_3 = 14 + 0.9(3 \times 21) = 70.7 \text{ KN}$$

$$Q_4 = 14 + 0.85(4 \times 21) = 85.4 \text{ KN}$$

$$Q_5 = 14 + 0.80(5 \times 21) = 98 \text{ KN}$$

$$Q_6 = 14 + 0.75(6 \times 21) = 108.5 \text{ KN}$$

$$Q_7 = 14 + 0.71(7 \times 21) = 118.37 \text{ KN}$$

$$Q_8 = 14 + 0.69(7 \times 21 + 35) = 139.58 \text{ KN}$$

$$Q_{ss} = 14 + 0.67(7 \times 21 + 2 \times 35) = 159.39 \text{ KN}$$

| Niveaux      | Charges Permanents [KN]   |                         |                         |        |             | Charges<br>D'Exploitation<br>[KN] |             | Efforts<br>Normaux<br>[KN] | Section [cm <sup>2</sup> ]    |                    |
|--------------|---------------------------|-------------------------|-------------------------|--------|-------------|-----------------------------------|-------------|----------------------------|-------------------------------|--------------------|
|              | Poids<br>des<br>Planchers | Poids<br>des<br>Poutres | Poids<br>des<br>Poteaux | G      | G<br>cumulé | Q                                 | Q<br>cumulé | N=GC+<br>QC                | $S \geq N/0.3 \times f_{c28}$ | Section<br>adoptée |
| 7            | 81.62                     | 16.77                   | 4.74                    | 103.13 | 103.13      | 14                                | 14          | 117.13                     | 156.17                        | 35x 35             |
| 6            | 77.84                     | 16.77                   | 4.74                    | 99.35  | 202.48      | 35                                | 49          | 251.48                     | 335.30                        | 40 x 40            |
| 5            | 77.84                     | 16.77                   | 4.74                    | 99.35  | 301.83      | 53.99                             | 102.99      | 404.82                     | 539.76                        | 40x40              |
| 4            | 77.84                     | 16.77                   | 4.74                    | 99.35  | 401.18      | 70.7                              | 173.69      | 574.87                     | 766.49                        | 40 x40             |
| 3            | 77.84                     | 16.77                   | 4.74                    | 99.35  | 500.53      | 85.4                              | 259.09      | 759.62                     | 1012.82                       | 45x45              |
| 2            | 77.84                     | 16.77                   | 4.74                    | 99.35  | 599.88      | 98                                | 357.05      | 956.93                     | 1275.90                       | 45x45              |
| 1            | 77.84                     | 16.77                   | 4.74                    | 99.35  | 699.23      | 108.5                             | 465.59      | 1164.82                    | 1553.09                       | 45x45              |
| Entre<br>sol | 77.84                     | 16.77                   | 4.74                    | 99.35  | 798.58      | 118.37                            | 583.96      | 1382.54                    | 1843.38                       | 50x50              |
| RDC          | 77.84                     | 16.77                   | 5.79                    | 100.4  | 898.98      | 139.58                            | 723.54      | 1722.52                    | 2296.69                       | 50x50              |
| S /sol       | 77.84                     | 16.77                   | 4.734                   | 99.34  | 998.32      | 159.39                            | 882.93      | 1881.25                    | 2508.33                       | 50X50              |

TableauII.9 : Dimension des poteaux

## II.6 vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1) :

| poteaux      | Conditions exigées par le RPA              | Valeurs calculées [cm]   | observation        |
|--------------|--------------------------------------------|--------------------------|--------------------|
| <b>35x35</b> | $\text{Min}(b, h) \geq 30$                 | $\text{Min}(b, h) = 35$  | Condition vérifiée |
|              | $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ | $\frac{h_e}{20} = 15,3$  | Condition vérifiée |
|              | $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$      | $\frac{b}{h} = 1$        | Condition vérifiée |
| <b>40x40</b> | $\text{Min}(b, h) \geq 30$                 | $\text{Min}(b, h) = 40$  | Condition vérifiée |
|              | $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ | $\frac{h_e}{20} = 15,3$  | Condition vérifiée |
|              | $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$      | $\frac{b}{h} = 1$        | Condition vérifiée |
| <b>45x45</b> | $\text{Min}(b, h) \geq 30$                 | $\text{Min}(b, h) = 45$  | Condition vérifiée |
|              | $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ | $\frac{h_e}{20} = 15,3$  | Condition vérifiée |
|              | $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$      | $\frac{b}{h} = 1$        | Condition vérifiée |
| <b>50x50</b> | $\text{Min}(b, h) \geq 30$                 | $\text{Min}(b, h) = 50$  | Condition vérifiée |
|              | $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ | $\frac{h_e}{20} = 19,55$ | Condition vérifiée |
|              | $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$      | $\frac{b}{h} = 1$        | Condition vérifiée |

**Tableau II.10: vérification des sections selon RPA99**

### ❖ Remarque :

Il est évident que d'autres calculs relatifs aux poteaux de rive conduisent à des sections transversales inférieures à celles déterminées pour les poteaux centraux, mais le RPA recommande la même section pour l'ensemble des poteaux d'un même étage.

### II.1.4.4 Vérification des poteaux au flambement :

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

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

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

$\lambda$  : l'élancement du poteau

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

$l_f$  : longueur de flambement

$$l_f = 0.7 l_0$$

$i$  : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$I$  : moment d'inertie du poteau :

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$B$  : section de poteau

$$B = bh$$

$L_0$  : longueur libre délimitée par les faces supérieures de deux planchers successifs

$$\frac{l_f}{i} = \frac{0.7 l_0}{\sqrt{\frac{bh^3}{12}}}$$

- **Pour le sous-sol et RDC et l'entre sol**

$L_0 = 3.91$  pour les poteaux du RDC (50x50)

$$L_{0 \text{ RDC}} = 0.7 \times 3.91 = 2.737 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{50 \times 50^3}{12 \times 50 \times 50}} = \sqrt{\frac{50^2}{12}} = 14.43 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{2.737 \times 10^2}{14.43} = 18.96 \text{ cm} < 50$$

- **Pour le 1 et 2 et 3 étage (45x45)**

$$L_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{45 \times 45^3}{12 \times 45 \times 45}} = \sqrt{\frac{45^2}{12}} = 12.99 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{2.142 \times 10^2}{12.99} = 16.48 \text{ cm} < 45$$

- **Pour le 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étages (40x40)**

$$L_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{40 \times 40^3}{12 \times 40 \times 40}} = \sqrt{\frac{40^2}{12}} = 11.54 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2.142 \times 10^2}{11.54} = 18.56 \text{ cm} < 40$$

- **Pour le 7<sup>ème</sup> étage (35x35)**

$$L_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{35 \times 35^3}{12 \times 35 \times 35}} = \sqrt{\frac{35^2}{12}} = 10.10 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2.142 \times 10^2}{10.10} = 21.20 \text{ cm} < 35$$

❖ **Conclusion :**

Après avoir effectué le pré dimensionnement les calculs pour les différents éléments et après avoir vérifié les conditions selon les règlements en vigueur (**RPA99 ; BAEL99 ; DTR BC 2.2**) ,on a opté pour :

- **Les planchers :**

$$(16+4) \text{ cm} \quad \equiv \quad e = 20 \text{ cm}$$

- **Les poteaux :**

- Poteaux du sous-sol et RDC et l'entre sol (50x50) cm<sup>2</sup>
- Poteaux du 1<sup>ère</sup> jusqu'à 3<sup>ème</sup> étages (45x45) cm<sup>2</sup>
- Poteaux du 4<sup>ème</sup> jusqu'à 6<sup>ème</sup> étages (40x40) cm<sup>2</sup>
- Poteaux du 7<sup>ème</sup> étage (35x35) cm<sup>2</sup>

- **Les poutres :**

- Les poutres principales (30x40) cm<sup>2</sup>
- Poutres secondaires (30x35) cm<sup>2</sup>

- **Les voiles :**

- Une épaisseur de 20 cm.

## Chapitre III

### Calcul des éléments secondaires

### III.1 Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement. L'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

L'objet de ce chapitre est l'étude des éléments secondaires à savoir : les planchers ; l'acrotère ; les escaliers ; les balcons et la salle machine.

#### III.1.2 Les plancher a corps creux :

Le calcul s'effectue pour le plancher le plus sollicité. Il est constitué en corps creux avec une dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant le sens de la petite portée. Ces derniers possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

Tous les planchers du présent bâtiment sont en corps creux, hormis les planchers des balcons, le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur) et la dalle couvrant celui-ci, qui sont prévus en dalle pleine.

Le plancher en corps creux est constitué :

1. De nervures, appelées poutrelles de section en T.
2. De corps creux, utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique. Sa dimension est de 65cm de longueur et de 16 cm de hauteur.
3. D'une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur. Elle est armée d'un quadrillage d'armature (treillis soudés) ayant pour but de :
  - Limiter les risques de fissuration par retrait.
  - Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.
  - Réaliser un effet de répartition des charges entre poutrelles voisines.

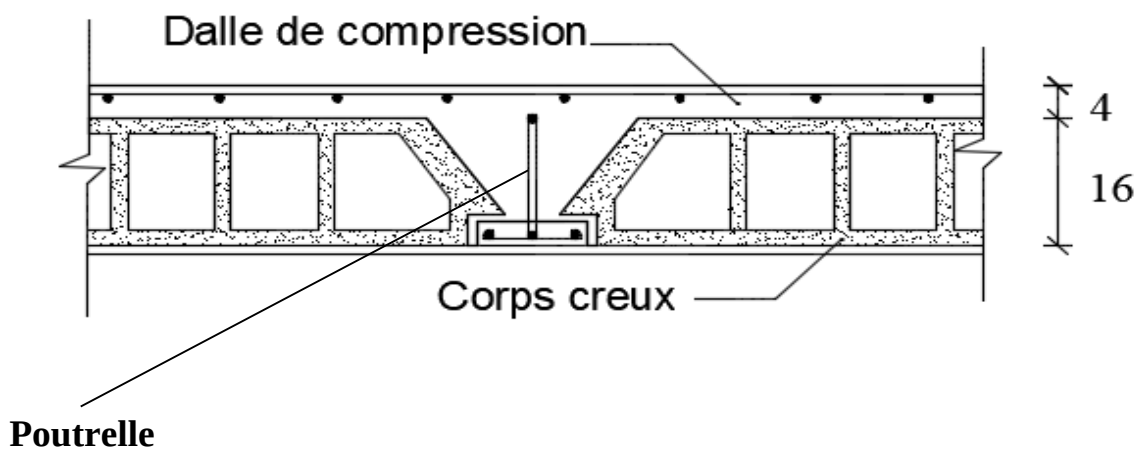


Figure III.1.1 : coupe verticale d'un plancher à corps creux

### III.1.3 calcul de la Dalle de compression :

La dalle de compression appelée aussi table de compression, est une dalle en béton coulée sur place et sur l'ensemble du plancher constitué par les poutrelles et les hourdis. Elle est généralement armée d'un treillis soudé de nuance (**TL520 ;  $\phi \leq 6 \text{ mm}$** ) avec :  **$f_e=520\text{MPa}$**  et une épaisseur courante de 5cm environ.

La dalle de compression donne au plancher sa rigidité et assure la transmission des charges vers les poutrelles. Les dimensions des mailles sont au plus égale aux valeurs indiquées par : l'Article (**B.6.8.423 BAEL 91 / modifie 99**).

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

#### ➤ Calcul des Armatures :

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

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

Avec :

**$l=65\text{cm}$**  ; distance entre axe des poutrelles.

**$f_e=520\text{MPa}$**  ; limite d'élasticité.

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5\text{cm}^2 \quad A_{\perp} = 5\text{T5} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement :  **$S_t = 20\text{cm}$**

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

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49\text{cm}^2 \quad \rightarrow A_{\parallel} = 5\text{T5} = 0.98\text{cm}^2$$

Avec un espacement :  **$S_t = 20\text{cm}$**

#### Conclusion :

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (**TLES520**) de dimension ( **$5 \times 5 \times 200 \times 200 \text{ mm}^2$** )

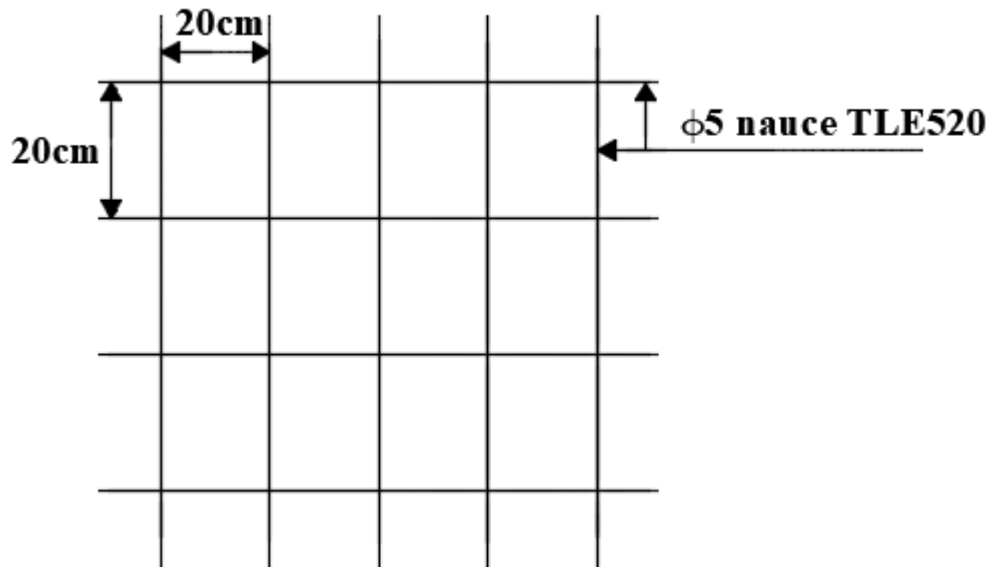


Figure III.1.2 : Ferrailage de la dalle de compression

#### III.1.4 Dimensionnement de la poutrelle :

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

##### ➤ Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

##### • Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

##### • Critère de la continuité :

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

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en **Té**, les règles préconisent que la largeur  $b_1$  de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté de la nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes : **(Article A.4.1, / BAEL 91 modifiée 99)**

Avec :

- $b_0$  : largeur de la nervure  **$b_0 = 12\text{cm}$**
- $b$  : distance entre axes des poutrelles
- $L$  : la distance entre deux parements voisins de deux poutrelles  
 **$L = 65 - 12 = 53\text{cm}$**
- $L_1$  : longueur de la plus grande travée  **$l_1 = 5.3\text{m}$**

- $h_0$  : épaisseur de la dalle de compression  $h_0 = 5\text{cm}$
- $H$  : hauteur totale de plancher

### 1 ère Etape : avant le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités. elle doit supporter au plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à  $0.95 \text{ KN} / \text{m}^2$  et la surcharge de l'ouvrier

- **Poids propre de la poutrelle :**

$$G_P = 0.12 \times (12 \times 4 \times 10^{-3}) \times 25 = 0.15 \text{ KN/ml}$$

- **Poids propos de corps creux :**

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

- **Poids propre totale :**

$$G = G_P + G_C = 0.15 + 0.62 = 0.77 \text{ KN/ml}$$

- **La surcharge de l'ouvrier :**

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

#### ➤ Calcul a l'ELU :

- **Combinaison des charges :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 0.77 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul de moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.80^2}{8} = 4.51 \text{ KN.m}$$

- **Calcule l'effort tranchant :**

$$V = \frac{q_u l}{2} = \frac{2.5 \times 3.80}{2} = 4.75 \text{ KN}$$

- **Calcul des armatures :**

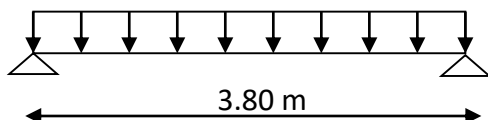


Figure III.1.3 :schéma de la poutrelle avant coulage

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

Avec  $c$  : enrobage

$$b = 12 \text{ cm} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$u_b = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4.87}{0.12 \times 0.02^2 \times 14.2 \times 10^3} = 7.14$$

$$u = 7.14 \geq u_1 = 0.392 \rightarrow \text{section doublement armée (SDA)}$$

- **Conclusion :**

Vu les faibles dimensions de la poutrelle (12 x 4) ; il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées ( $A_{sc} = 0$ ) ne soient pas nécessaires.

**2 ème Etape : Après le coulage de la dalle de compression :**

Après le coulage du béton, la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis de rive sont considérés comme des encastrements partiels et les autres comme appuis simple, sous une charge « qu » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

**III.1.5 Largeur efficace de la table de compression : (Article A.4.1, / BAEL 91 modifiée 99) :**

La largeur efficace est une longueur réduite de la table de compression avec une répartition uniforme des contraintes normales. Les contraintes de compression diminuent lorsqu'on s'éloigne de l'âme ; ce phénomène est plus sensible pour les tables dont la largeur est plus importante par rapport à l'épaisseur. La largeur des hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

- **Dimensionnement de la poutrelle :**

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

$h = (16+4) = 20 \text{ cm}$  ; hauteur de plancher à corps creux

$b_0 = 12 \text{ cm}$  ; largeur de la poutrelle

$h_0 = 4 \text{ cm}$  ; épaisseur de la dalle de compression

$b_1$  : débord

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

- **Calcul des charges et surcharges :**
- **Combinaison d'action :**

**ELU :**  $q_u = 1.35G + 1.5Q$

**ELS :**  $q_s = Q + G$

| Désignation   | Charge permanent<br>G (KN) | Surcharge d'exploitation<br>Q (KN) | Combinaison à l'ELU (KN/ml) | Combinaison à l'ELS (KN/ml) |
|---------------|----------------------------|------------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| Etage courant | $5.56 \times 0.65 = 3.614$ | $1.5 \times 0.65 = 0.975$          | 6.341                       | 4.589                       |

**Tableau.III.1.1 : charge et surcharges revenant aux poutrelles**

- **Choix de la méthode de calcul :**

Il existe trois méthodes pour déterminer les efforts internes selon le type de plancher :

- La méthode forfaitaire
- La méthode des trois moments
- La méthode de Caquot

- **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

• La valeur de la surcharge d'exploitation doit être égale ou plus à deux fois de la charge permanente ou 5KN/ml

$$Q \leq \max \{2G ; 5KN\}$$

Dans notre cas :  $Q = 0.975 \text{ KN} \leq \max \{2G = 7.228 \text{ KN} ; 5 \text{ KN}\} = 7.228 \text{ KN} \rightarrow$  **Condition vérifiée**

La fissuration est considérée comme non préjudiciable  $\rightarrow$  **Condition vérifiée**

- Moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées

$\rightarrow$  **Condition vérifiée**

- Les portées successives des travées doivent être dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

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

Dans notre cas, on a :

$$\left( \frac{3.80}{3.80} ; \frac{3.80}{3.05} ; \frac{3.05}{3.80} ; \frac{3.80}{3.80} \right) = (1 ; 1.24 ; 0.80 ; 1) \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

- **Conclusion :**

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable

- **Principe de la méthode forfaitaire :**

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

- **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 dans la travée de Comparaison  $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

Donc  $L$  Longueur entre nus des appuis

- $M_w$  : moment sur appuis gauche ;
- $M_e$  : moment sur appuis droite ;
- $M_t$  : Moment maximal en travée ;

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

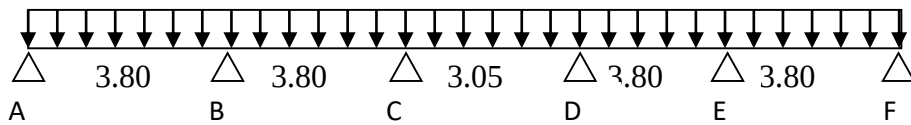
$$M_t \geq \max \{1.05 ; (1+0.3\alpha) ; M_0\} = \frac{M_w + M_e}{2}$$

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

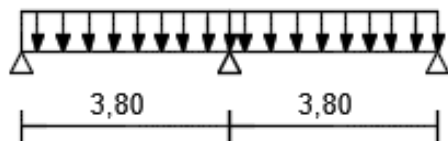
$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée de rive}$$

- Les différents types des poutrelles :

#### Type 1 : Poutrelle à 5 travée :



#### Type 2 : Poutrelle à 2 travée :



#### a- Calcul à l'ELU :

- Calcul du rapport de charge  $\alpha$  :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.5}{5.56+1.5} = 0.212$$

On a besoin pour nos calculs des valeurs suivantes :

$$1+0.3\alpha = 1.0636$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.618$$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.5318$$

- Type 1 : poutrelle à 5 travée :

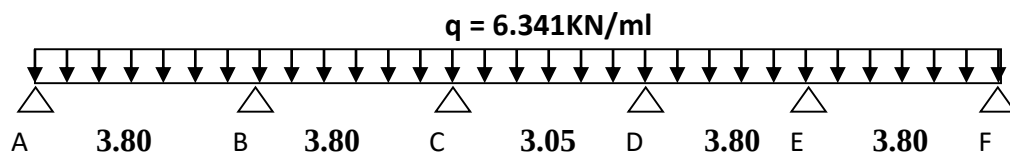


Figure. III.1.4 : schéma de chargement de la poutrelle cinq travées à l'ELU

#### ➤ Calcul des moments :

- Calcul des moments isostatiques :

| Travée        | AB     | BC     | CD    | DE     | EF     |
|---------------|--------|--------|-------|--------|--------|
| $M_0$ (kN/ml) | 11.445 | 11.445 | 7.373 | 11.445 | 11.445 |

Avec :

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

- Calcul des moments sur appuis :

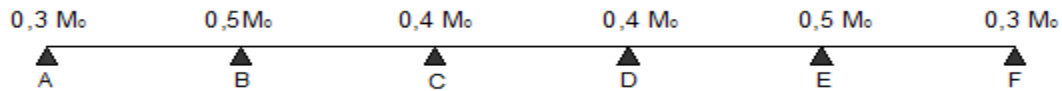


Figure.III.1.5: les sollicitations (moments) sur les poutrelles

| Appuis            | A                   | B                   | C                   | D                   | E                   | F                   |
|-------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| $M_w$<br>(KN/ml)  | $0.3M_0=0$          | $0.5M_{0AB}=5.7225$ | $0.4M_{0BC}=7.7225$ | $0.4M_{0CD}=2.9492$ | $0.5M_{0DE}=5.7225$ | $0.3M_{0EF}=3.4335$ |
| $M_e$<br>(KN/ml)  | $0.3M_{0AB}=3.4335$ | $0.5M_{0BC}=5.7225$ | $0.4M_{0CD}=2.9492$ | $0.4M_{0DE}=4.578$  | $0.5M_{0EF}=5.7225$ | $0.3M_0=0$          |
| Moment sur appuis | 3.4335              | 5.7225              | 7.7225              | 4.578               | 5.7225              | 3.4335              |

- Calcul des moments en travée :

Pour une travée de rive :

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

$$M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} \times M_0$$

Pour une travée intermédiaire :

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

$$M_t \geq \frac{(1+0.3\alpha)}{2} \times M_0$$

Tableau représentatif des moments en travée :

| travée          | AB     | BC     | CD     | DE     | EF     |
|-----------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| $M_e$ (KN.m)    | 3.4335 | 5.7225 | 7.7225 | 4.578  | 5.7225 |
| $M_w$ (KN.m)    | 5.7225 | 7.7225 | 4.578  | 5.7225 | 3.4335 |
| $M_{t1}$ (KN.m) | 7.5949 | 5.4504 | 1.6917 | 7.0227 | 7.5949 |
| $M_{t2}$ (KN.m) | 7.4392 | 5.2947 | 1.5914 | 6.8670 | 7.4392 |
| $M_{t3}$ (KN.m) | 7.0730 | 6.0864 | 3.9209 | 6.0864 | 7.0730 |
| $M_t$ (KN.m)    | 7.5949 | 6.0864 | 3.9209 | 7.0227 | 7.5949 |

Avec :

$$M_{t1} = (1 + 0.3\alpha) \times M_0 - \frac{M_e + M_w}{2} = 1.0636 M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

$$M_{t2} = 1.05 M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

$$M_{t3} = \frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} \times M_0 = 0.5318 M_0 \text{ pour une travée intermédiaire}$$

$$M_{t3} = \frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} \times M_0 = 0.618 M_0 \text{ pour une travée de rive}$$

- Calcul des efforts tranchants :**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u \times L}{2} ; T_e = T_w + q_u \times L$$

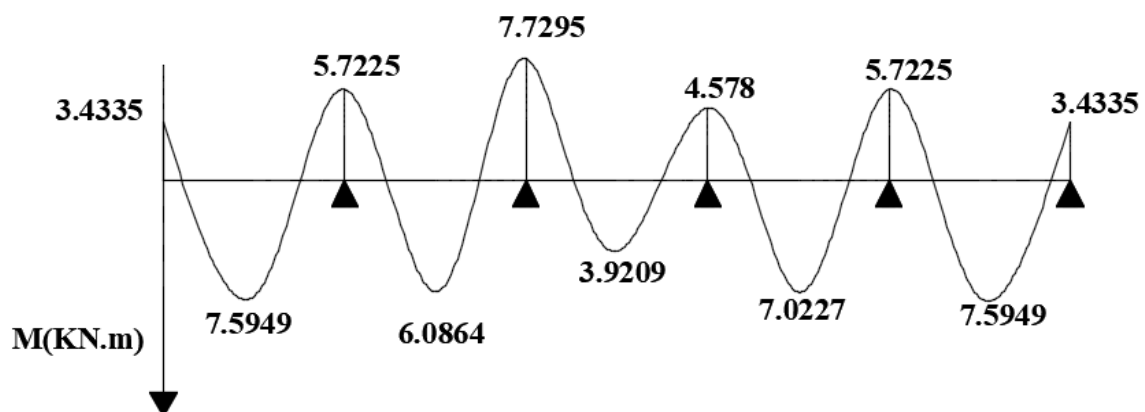
Avec :  $T_w$  et  $T_e$  : efforts tranchants sur appuis de gauche et droite respectivement

**Tableau représentatif des efforts tranchants :**

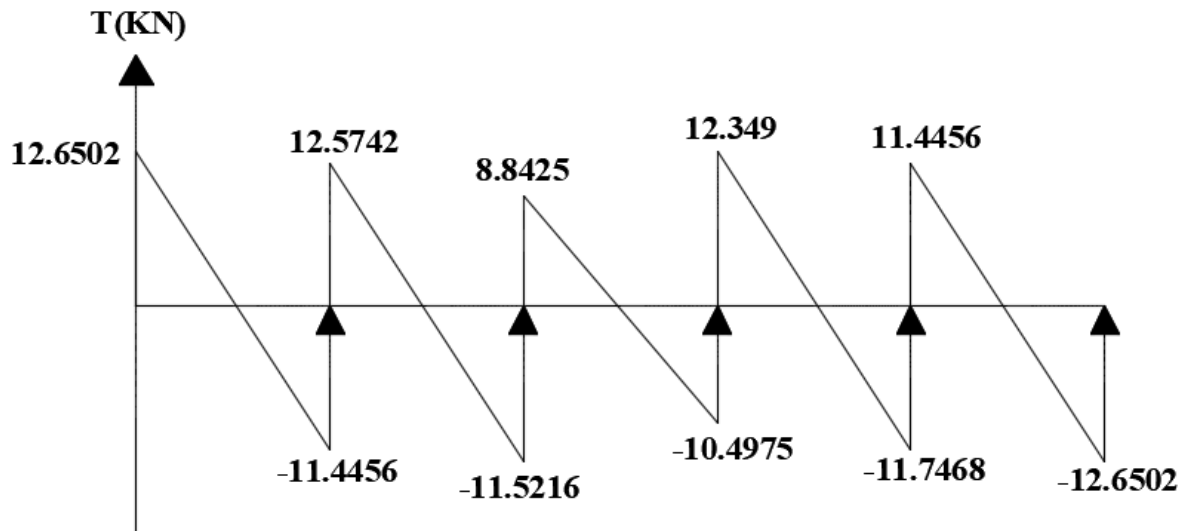
| Travée       | AB       | BC       | CD       | DE       | EF       |
|--------------|----------|----------|----------|----------|----------|
| L(m)         | 3.80     | 3.80     | 3.05     | 3.80     | 3.80     |
| $M_e$ (KN.m) | 3.4335   | 5.7225   | 7.7225   | 4.578    | 5.7225   |
| $M_w$ (KN.m) | 5.7225   | 7.7225   | 4.578    | 5.7225   | 3.4335   |
| $T_e$ (KN)   | 12.6502  | 12.5742  | 8.8425   | 12.349   | 11.4456  |
| $T_w$ (KN)   | -11.4456 | -11.5216 | -10.4975 | -11.7468 | -12.6502 |

Avec :  $q_u = 6.341$  KN/ml

- Diagramme des moments fléchissant :**



- Diagramme des efforts tranchants :



- Calcul à l'ELS :

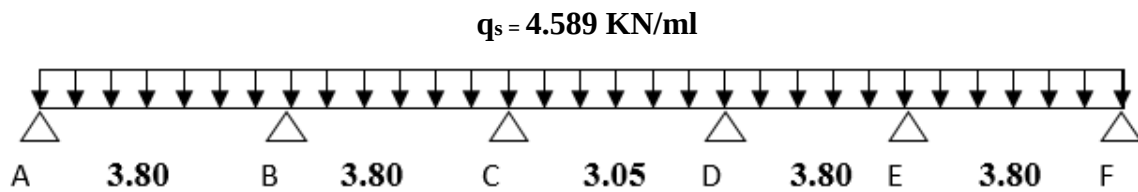


Figure III.1.6 : schéma de chargement de la poutrelle à cinq travées à l'ELS

- Calcul des moments :
- Calcul des moments isostatiques :

Tableau représentatif des moments isostatiques :

| Travée              | AB     | BC     | CD     | DE     | EF     |
|---------------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| $M_0(\text{KN/ml})$ | 8.2831 | 8.2831 | 5.3361 | 8.2831 | 8.2831 |

Avec :

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

- Calcul des moments sur appuis :

Tableau représentatif des moments sur appuis :

| Appuis               | A                     | B                     | C                     | D                     | E                     | F                     |
|----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| $M_w$<br>(KN/ml)     | $0.3M_0 = 0$          | $0.5M_{0AB} = 4.1415$ | $0.4M_{0BC} = 3.3132$ | $0.4M_{0CD} = 2.1344$ | $0.5M_{0DE} = 4.1415$ | $0.3M_{0EF} = 2.4849$ |
| $M_e$<br>(KN/ml)     | $0.3M_{0AB} = 2.4849$ | $0.5M_{0BC} = 4.1415$ | $0.4M_{0CD} = 2.1344$ | $0.4M_{0DE} = 3.3132$ | $0.5M_{0EF} = 4.1415$ | $0.3M_0 = 0$          |
| Moment<br>Sur appuis | 2.4849                | 4.1415                | 3.3132                | 3.3132                | 4.1415                | 2.4849                |

- Calcul des moments en travée :

Tableau représentatif des moments en travées :

| Travée          | AB     | BC     | CD     | DE     | EF     |
|-----------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| $M_e$ (KN.m)    | 2.4849 | 4.1415 | 3.3132 | 3.3132 | 4.1415 |
| $M_w$ (KN.m)    | 4.1415 | 3.3132 | 3.3132 | 4.1415 | 2.4849 |
| $M_{t1}$ (KN.m) | 5.4967 | 5.0825 | 2.3622 | 5.0825 | 5.4967 |
| $M_{t2}$ (KN.m) | 5.384  | 4.8348 | 2.2889 | 4.9698 | 5.384  |
| $M_{t3}$ (KN.m) | 5.1189 | 4.4049 | 2.8377 | 4.4049 | 5.1189 |
| $M_t$ (KN.m)    | 5.4967 | 5.0825 | 2.8377 | 5.0825 | 5.4967 |

- Calcul des efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_s \times L}{2} ; \quad T_e = T_w + q_s \times L$$

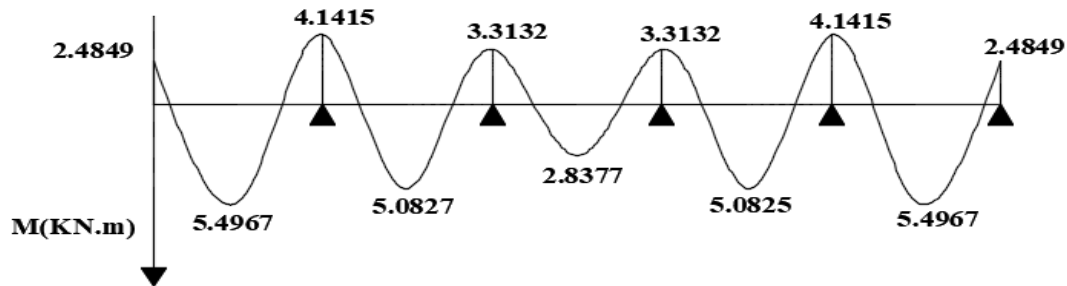
Avec :  $T_w$  et  $T_e$  : efforts tranchants sur appuis de gauche et droite respectivement

Tableau représentatif des efforts tranchants :

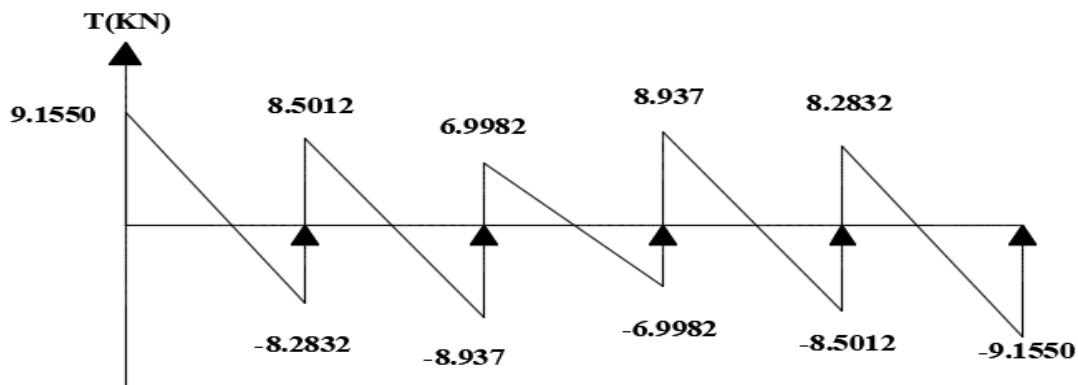
| Travée       | AB      | BC     | CD      | DE      | EF      |
|--------------|---------|--------|---------|---------|---------|
| L (m)        | 3.80    | 3.80   | 3.05    | 3.80    | 3.80    |
| $M_e$ (KN.m) | 2.4849  | 4.1415 | 3.3132  | 3.3132  | 4.1415  |
| $M_w$ (KN.m) | 4.1415  | 3.3132 | 3.3132  | 4.1415  | 2.4849  |
| $T_e$ (KN)   | 9.155   | 8.5012 | 6.9982  | 8.937   | 8.2832  |
| $T_w$ (KN)   | -8.2832 | -8.937 | -6.9982 | -8.5012 | -9.1550 |

Avec  $q_s = 4.589 \text{ KN/ml}$

- Diagramme des moments fléchissant :



- Diagramme des efforts tranchants (T) :



Type 3 : portée à 2 travées :

- Calcul des moments sur appuis :

Tableau représentatif des moments sur appuis :

| Appuis               | A                     | B                     | C                     |
|----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| $M_w$<br>(KN/ml)     | $0.3M_0 = 0$          | $0.6M_{0AB} = 6.8673$ | $0.3M_{0BC} = 3.4336$ |
| $M_e$<br>(KN/ml)     | $0.3M_{0AB} = 3.4336$ | $0.6M_{0BC} = 6.8673$ | $0.3M_0 = 0$          |
| Moment<br>Sur appuis | 3.4336                | 6.8673                | 3.4336                |

- Calcul des moments en travée :

**Tableau représentatif des moments en travées à l'ELU :**

| Travée          | AB     | BC     |
|-----------------|--------|--------|
| $M_e$ (KN.m)    | 3.4336 | 6.8673 |
| $M_w$ (KN.m)    | 6.8673 | 3.4336 |
| $M_{l1}$ (KN.m) | 7.0230 | 7.0230 |
| $M_{l2}$ (KN.m) | 6.8673 | 6.8673 |
| $M_{l3}$ (KN.m) | 7.0730 | 7.0730 |
| $M_t$ (KN.m)    | 7.0730 | 7.0730 |

- Calcul des efforts tranchants :

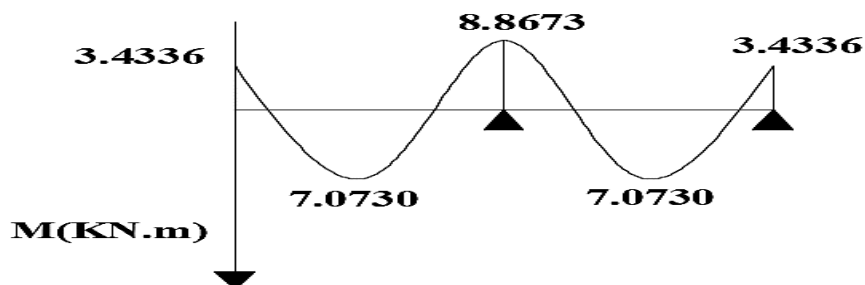
$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u \times L}{2} ; \quad T_e = T_w + q_u \times L$$

Avec :  $T_w$  et  $T_e$  : efforts tranchants sur appuis de gauche et droite respectivement

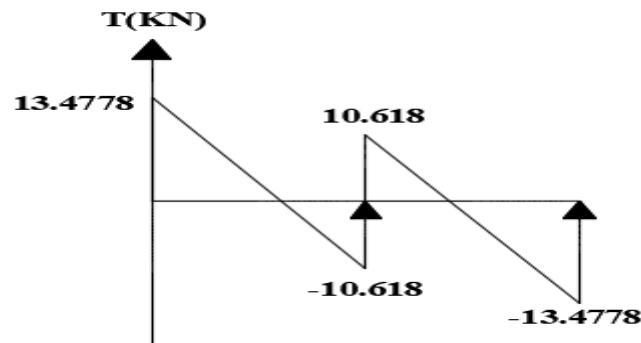
**Tableau représentatif des efforts tranchants a l'ELU :**

| Travée       | AB      | BC       |
|--------------|---------|----------|
| L (m)        | 3.80    | 3.80     |
| $M_e$ (KN.m) | 3.4336  | 8.8673   |
| $M_w$ (KN.m) | 8.8673  | 3.4336   |
| $T_e$ (KN)   | 13.4778 | 10.618   |
| $T_w$ (KN)   | -10.618 | -13.4778 |

- Diagramme des moments fléchissant :



- Diagramme des efforts tranchants :



- Calcul des moments sur appuis :

Tableau représentatif des moments sur appuis :

| Appuis               | A                     | B                     | C                     |
|----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| $M_w$<br>(KN/ml)     | $0.3M_0 = 0$          | $0.6M_{0AB} = 4.9698$ | $0.3M_{0BC} = 2.4849$ |
| $M_e$<br>(KN/ml)     | $0.3M_{0AB} = 2.4849$ | $0.6M_{0BC} = 4.9698$ | $0.3M_0 = 0$          |
| Moment<br>Sur appuis | 2.4849                | 4.9698                | 2.4849                |

- Calcul des moments en travée :

Tableau représentatif de moment en travées à l'ELS :

| Travée          | AB     | BC     |
|-----------------|--------|--------|
| $M_e$ (KN.m)    | 2.4849 | 4.9698 |
| $M_w$ (KN.m)    | 4.9698 | 2.4849 |
| $M_{t1}$ (KN.m) | 5.0826 | 5.0826 |
| $M_{t2}$ (KN.m) | 4.9699 | 4.9699 |
| $M_{t3}$ (KN.m) | 5.1189 | 5.1189 |
| $M_t$ (KN.m)    | 5.1189 | 5.1189 |

- Calcul des efforts tranchants :

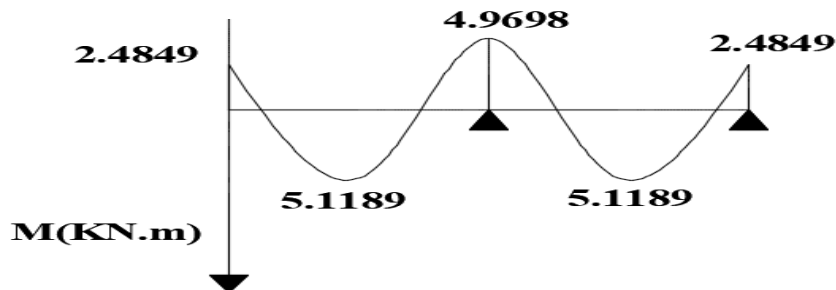
$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_s \times L}{2} ; \quad T_e = T_w + q_s \times L$$

Avec :  $T_w$  et  $T_e$  : efforts tranchants sur appuis de gauche et droite respectivement

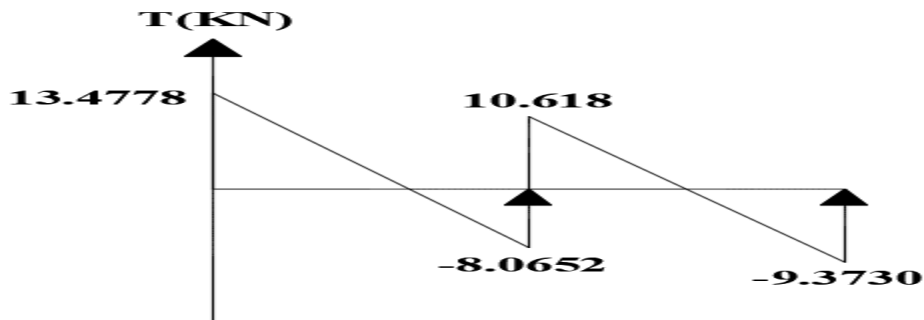
**Tableau représentatif des efforts tranchants a l'ELS :**

| Travée       | AB      | BC     |
|--------------|---------|--------|
| L (m)        | 3.80    | 3.80   |
| $M_e$ (KN.m) | 2.4849  | 4.9698 |
| $M_w$ (KN.m) | 4.9698  | 2.4849 |
| $T_e$ (KN)   | 13.4778 | 10.618 |
| $T_w$ (KN)   | -8.0652 | -9.373 |

- **Diagramme des moments fléchissant :**



- **Diagramme des efforts tranchants :**

**III.1.6 Le Ferrailage :**

Le ferrailage se fera à l'ELU avec les moments max sur appuis et en travées. Le cas le plus défavorable c'est le cas d'une poutrelle à trois travées.

- **Ferrailage en travée :**

$$M_t^{\max} = 7.5949 \text{ KN/ml}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t \geq M_t^{\max} \Rightarrow$  l'axe neutre se trouve dans la table de compression donc nous avons à calculer une section rectangulaire (b x h)

$$u_b = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{7.5949 \times 10^2}{65 \times 18^2 \times 1.42} = 0.025$$

$u_b = 0.025 < u_l = 0.392 \Rightarrow$  section simplement armée (SSA)

$u_b = 0.025 \Rightarrow \beta = 0.9875$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{B d \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{7.5949 \times 10^2}{0.9875 \times 18 \times 34.8} = 1.227 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_{st} = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$

- **Ferraillage aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 7.7225 \text{ KN/ml}$$

$$u_b = \frac{M_a^{\max}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{7.7225 \times 10^2}{12 \times 18^2 \times 1.42} = 0.139$$

$u_b = 0.139 < u_l = 0.392 \Rightarrow$  Section simplement armée (SSA)

$u_b = 0.139 \Rightarrow \beta = 0.9245$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{B d \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{7.7225 \times 10^2}{0.9245 \times 18 \times 34.8} = 1.33 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_{st} = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$

- **Armatures transversales (art: A.4.2.3/BAEL91) :**

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{\max} \right\}$$

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{200}{35} ; \frac{120}{10} ; 8 \right\} = \min \{ 5.7 ; 12 ; 8 \} = 5.7 \text{ mm}$$

soit:  $\phi = 5.7 \text{ mm} = 0.57 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{2\pi\phi^2}{4} = 0.51 \text{ cm}^2$$

On prend  $A_t = 2HA8 = 1.00 \text{ cm}^2$

- **Espacement des armatures transversales :**

$$S_T \leq (0.9d ; 40 \text{ cm}) = (16.2 ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

Soit  $S_T = 15 \text{ cm}$

- Les armatures transversales doivent satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_T} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{0.51 \times 400}{12 \times 15} = 1.13 \geq 0.4 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### III.1.7 Vérifications :

- Vérification à l'ELU :
- Vérification de la contrainte tangente du béton (Art 5.1.2.211/BAEL99) :

$$T_u^{\max} = 13.4778 \text{ KN}$$

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$  → la fissuration est peu nuisible

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{13.4778 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.623 \text{ MPa}$$

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

$$\Rightarrow \tau_u = 0.623 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{0.21}{40} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{- Aux appuis : } A_{st} = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{- En travée : } A_t = 1.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Vérification de la contrainte d'adhérence (art 6.1.3/BAEL99) :

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 \times \sum U_i} = \frac{13.4778 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3 \times 8 \times 3.14} = 1.103$$

$U_i$  : le périmètre des barres

$$\text{Et : } \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\Psi_s=1.5$  pour les aciers à haute adhérence

$$\Rightarrow \tau_{se} = 1.103 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se}=3.15\text{MPa} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

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

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

$$T_{\max} \leq (0.4 \times 0.9 \times 18 \times 12 \times \frac{2.5}{1.5}) = 129.6 \text{ KN}$$

$$\text{- Appuis de rive : } T_{\max} = 13.4778 \text{ KN} \leq 29.6 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{- Appuis intermédiaire : } T_{\max} = 11.5216 \text{ KN} \leq 29.6 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Calcul des scellements droit (art A.6.1.23/BAEL91) :**

$$L_s = \frac{4f_e}{4 \tau_{su}} \text{ avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{D'ou : } L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

La longueur mesurée hors crochets :  $L = 0.4 \times 42.33 = 17 \text{ cm}$

- **Vérifications à l'ELS :**

- **Moments fléchissant max :**

$$\text{- En travée : } M_t^{\max} = 5.4967 \text{ KN.m}$$

$$\text{- Sur appuis : } M_a^{\max} = 4.9698 \text{ KN.m}$$

$$\text{- Effort tranchant max : } T_{\max} = 13.4778 \text{ KN}$$

- **Vérification de l'état limite de compression de béton :**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

➤ **En travée :**

La section d'armature adoptées à l'ELU en travées est  $A_t = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 1.51}{12 \times 18} = 0.699$$

$$K_1 = 26.32 ; \beta_1 = 0.879$$

- **La contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 d A} = \frac{5.4967 \times 10^3}{0.879 \times 18 \times 1.51} = 230.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{230.07}{26.32} = 8.74 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Aux appuis :**

La section d'armature adoptées à l'ELU aux appuis est  $A_t = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 A}{bd} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.263$$

$$K_1 = 25.42 \quad ; \quad \beta_1 = 0.727$$

- **La contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 d A} = \frac{4.9698 \times 10^3}{0.727 \times 18 \times 1.57} = 241.89 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{527.07}{46.73} = 11.27 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes

- **Vérification à l'état de déformation (Art B.6.8,242/BAEL91) :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Leftrightarrow \frac{20}{380} = 0.052 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad \rightarrow \quad \text{conditions vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \Leftrightarrow \frac{20}{380} = 0.052 \geq \frac{5.4967}{15 \times 8.2831} = 0.044 \quad \rightarrow \quad \text{conditions vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{3.6}{f_e} \Leftrightarrow \frac{1.51}{12 \times 18} = 0.006 \leq \frac{3.6}{f_e} = 0.009 \quad \rightarrow \quad \text{conditions vérifiée}$$

Avec :

$h$  : la hauteur du plancher

$L$  : portée libre de la poutrelle

$M_t$  : moment fléchissant max en travée

$M_0$  : moment fléchissant max en travée de la poutrelle considérée isostatique

$b_0$  : largeur de la poutrelle

$f_e$  : limite élastique des armatures tendue

$A$  : section d'armatures tendues

- **Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées alors les poutrelles seront ferrailées comme suite :

- **En travée : 3HA8**
- **Aux appuis : 2HA10**

### III.1 .8 Schéma de Ferrailage :

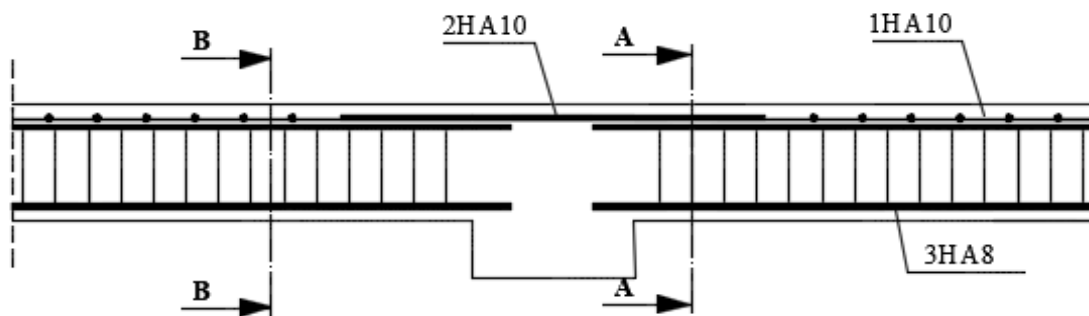
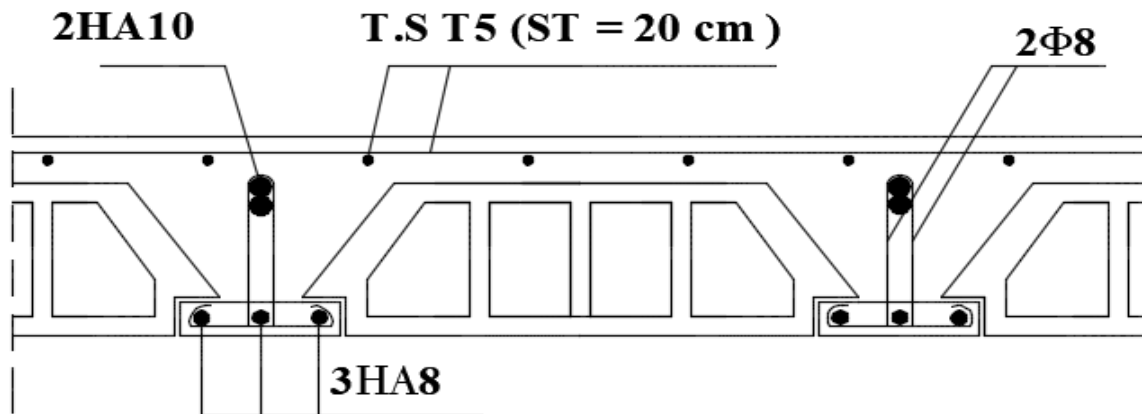
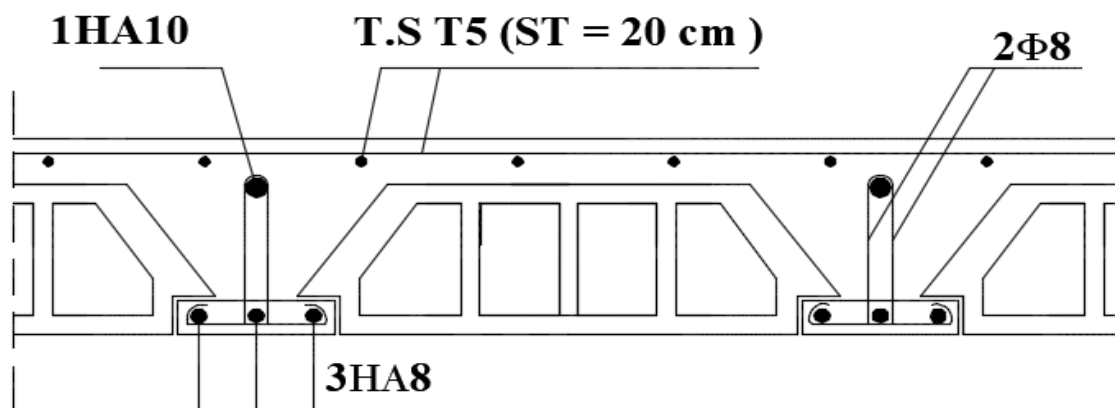


Figure III.1.7 :Ferrailage de la poutrelle



### Coupe A-A

Figure III.1.8 : Plan de ferrailage du plancher aux appuis



### Coupe B-B

Figure III.1.9 : Plan de ferrailage du plancher en travée

## III.2 Calcul des balcons :

### III .2.1 Introduction :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine et il travaille comme une console encastree au niveau de la poutre de rive. Ils sont soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des distributions constructives spéciales.

- L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par :  $e_p \geq \frac{l}{10}$   
 $l$  : largeur du balcon

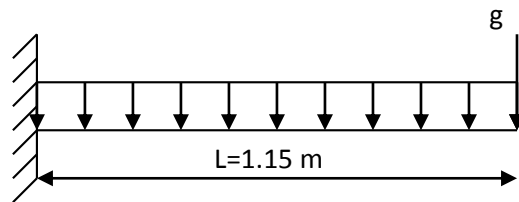


Figure .III.2.1 :Schéma statique de calcul du balcon

$$e_p = \frac{115}{10} = 11.5 \text{ m}$$

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

### III.2.2 Détermination des charges et surcharges :

➤ Charges permanentes :

|         | Eléments         | Epaisseur (m) | Poids volumique(KN/m <sup>3</sup> ) | Poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|---------|------------------|---------------|-------------------------------------|----------------------------|
| 1       | Carrelage        | 0.02          | 20                                  | 0.4                        |
| 2       | Chape de mortier | 0.03          | 20                                  | 0.6                        |
| 3       | Lit de sable     | 0.03          | 22                                  | 0.66                       |
| 4       | Dalle pleine     | 0.15          | 25                                  | 3.75                       |
| 5       | Enduit plâtre    | 0.02          | 10                                  | 0.2                        |
| G total |                  |               | /                                   | 5.61                       |

Tableau.III.2.1 : Charge permanente du balcon

$$G = 5.61 \times 1 = 5.61 \text{ KN/m}$$

➤ Le poids de garde – corps :

| Eléments                                | Charges permanentes<br>(KN/m <sup>2</sup> ) | Résultats<br>(KN/m <sup>2</sup> ) |
|-----------------------------------------|---------------------------------------------|-----------------------------------|
| Brique ( $e_p=0.10\text{m}$ )           | $9 \times 0.10$                             | 0.90                              |
| Enduit de ciment ( $e_p=0.02\text{m}$ ) | $18 \times 0.02 \times 2$                   | 0.72                              |
| La charge totale g                      |                                             | 1.62                              |

**Tableau III.2.2: Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps**

$$P = g \times S = 1.62 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ ml} \times 1.15 \text{ m} = 1.863 \text{ KN}$$

➤ La surcharge d'exploitation :

Charge d'exploitation du balcon :  $Q=3.5 \text{ kN/m}^2$  (donnée par le DTR BC2.2)

### III.2.3 combinaison de charges :

- A L'ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1.35 \times 5.61 + 1.5 \times 3.5 = 12.8235 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35P = 1.35 \times 1.863 = 2.51505 \text{ KN/ml}$$

- A L'ELS :

$$q_s = G + Q = 5.61 + 3.5 = 9.11 \text{ KN/ml}$$

$$p_s = P = 1.863 \text{ KN/ml}$$

### III.2.4 Ferrailage du balcon :

Il consiste à étudier une section rectangulaire (100 x 15) cm<sup>2</sup> soumise à la flexion simple

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} ; \quad c = 3 \text{ cm} ; \quad d = 12 \text{ cm}$$

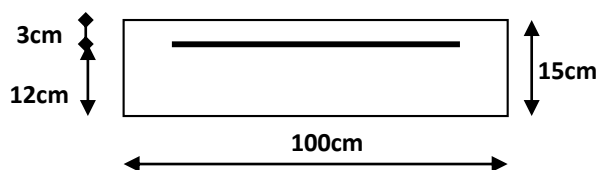


**Figure .III.2.2 : la section étudiée**

- **Calcul à L'ELU :**

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} + P_u l = \frac{12.8235 \times 1.15^2}{2} + 2.887075 = 11.3666 \text{ KN.m}$$

- **Calcul à L'ELS :**

$$M_s = 9.11 \frac{1.15^2}{2} + 1.62 \times 1.15 = 7.8869 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de la section d'armatures en flexion simple et flexion composée :**

- **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{11.3666 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.055$$

$\mu_u = 0.055 < 0.392$  Donc c'est une section simplement armée (SSA)

$$\mu_u = 0.055 \rightarrow \beta = 0.9715$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11.3666 \times 10^5}{0.9715 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 2.80 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA10** = 3.92 cm<sup>2</sup> avec **S<sub>t</sub> = 20 cm**.

- **Armatures de répartition :**

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

Soit une section de **4HA8** = 2.01 cm<sup>2</sup> avec **S<sub>t</sub> = 25 cm**.

### III.2.5 : Vérification :

- **A L'ELU :**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 12 = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.8 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right\} \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{17.262075 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.143 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.143 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :  
(Art A.6.1.22/BAEL91) :**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \rightarrow \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

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

Avec :

$$V_u = q_u \times L + p_u = 17.262075 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{17.262075 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 157} = 1.02 \text{ MPa}$$

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

➤ **Vérification de l'espacement des barres : (Art  
A.8.2,42/BAEL91 modifié99)**

- **Armatures principales :**

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min \{3h; 33\} = 33 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### - Armatures de répartitions :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{ 4h ; 45\text{cm} \} = 45\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

#### • Calcul de la longueur d'ancrage :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0.6 (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.15 \times 400}{4 \times 2.835} = 40.56 \text{ cm}$$

$$L_s = 40.56 \text{ cm}$$

$$L_s = 45 \text{ cm}$$

La longueur de recouvrement d'après le **BAEL91(Art6.1.2.5.3)** est fixée pour les aciers :

$$l_a = 0.4 \times l_s$$

$$l_a = 0.4 \times 40.56 = 16.224 \text{ cm}$$

$$l_a = 18 \text{ cm}$$

#### • A L'ELS :

##### ➤ Vérifications des contraintes de compression de béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

#### - Etat limite de compression de béton :(Art A 452 du BAEL) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

- La section est rectangulaire.
- La nuance des aciers est FeE400.

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{11.3666}{7.8869} = 1.441$$

$$\mu = 0.055 \rightarrow \alpha = 0.07075 < \frac{1.441-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.4705 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le calcul de  $\sigma_{bc}$  n'est pas nécessaire.

➤ **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 266.66 ; 201.63 \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.636 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s}$$

Calcul  $\beta$  :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

$$\rho = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 12} = 0.326 \rightarrow \beta = 0.9505 \rightarrow K = 86$$

$$\sigma_{st} = \frac{7.8869 \times 10^6}{0.9505 \times 120 \times 3.92 \times 10^2} = 176.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 176.39 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.636 \text{ MPa} > \sigma_{st} = 176.39 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{1.15} = 0,013 > 0.0625 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 M_0} \Rightarrow \frac{15}{1.15} = 0,013 > \frac{7.8869}{10 \times 7.8869} = 0.1 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.92}{100 \times 12} = 0,0032 \leq \frac{4,2}{400} = 0.0105 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

## III.2.6 Plan de ferrailage :

5HA10/ml (St = 20cm)

4HA8/ml (St = 25cm)

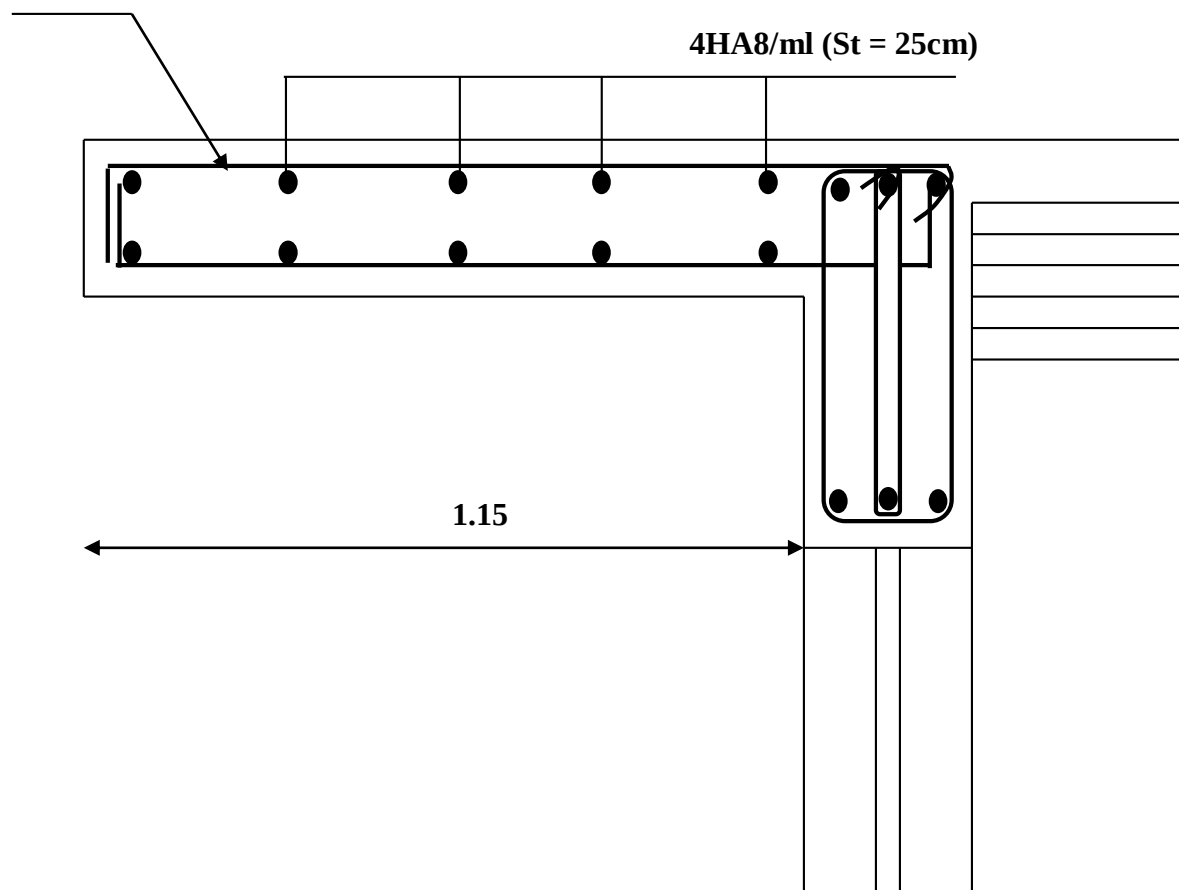


Figure.III.2.3 : Ferrailage du balcon

### III.3 La salle machine

#### III.3.1 Calcul de la dalle de la salle machine :

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant des niveaux définis.

Il manifeste l'accès des personnes, se déplaçant le long de guide verticale .L'ascenseur est composé de trois composantes essentielles :

- Le treuil de levage et sa poulie
- La cabine ou la benne
- Le contre poids

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions  $(1,40 \times 1,60) \text{ m}^2$  appuyée sur ses 4 cotés.

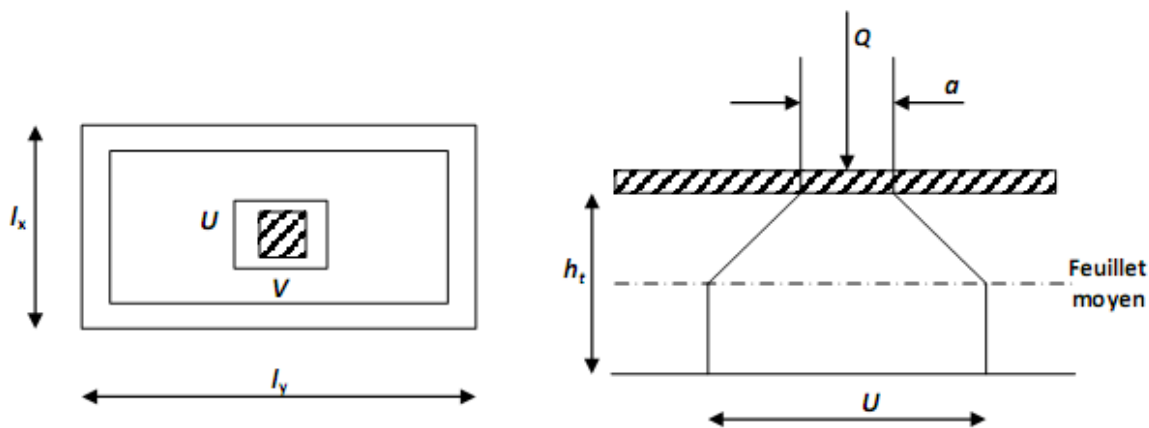


Figure III.3.1 : Schéma statique de la salle machine

#### III.3.2 Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30}$$

$$h_t \geq \frac{160}{30} = 5.33 \text{ cm}$$

La limite de l'épaisseur minimale d'une dalle est de 12cm, on opte pour  $e_p = 15 \text{ cm}$

On a:  $\mathbf{U} = \mathbf{u}_0 + \mathbf{k} \cdot \mathbf{e} + \mathbf{h}_0$

$$\mathbf{V} = \mathbf{v}_0 + \mathbf{k} \cdot \mathbf{e} + \mathbf{h}_0$$

Avec :

**$h_0$** : épaisseur de la dalle ( **$h_0 = 15 \text{ cm}$** ).

**$e$**  : Epaisseur du revêtement ( **$e = 5 \text{ cm}$** )

$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$  (  $U_0$  ;  $V_0$  : zone dans laquelle  $q$  est concentrée)

$$U = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm}$$

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

### III.3.3 Evaluation des moments $M_x$ et $M_y$ dus au système de levage :

$$M_x = q.(M_1 + \nu.M_2)$$

$$M_y = q.(M_2 + \nu.M_1)$$

Avec :  $\nu$  : Coefficient de Poisson

**$M_1$  et  $M_2$**  : Coefficients déterminés à partir des rapports ( $U/L_x$ ) ; ( $V/L_y$ ) dans les abaques de PIGEAUD.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.40}{1.60} = 0.875 > 0.4 \quad \Rightarrow \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.05}{1.40} = 0.75 \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1.05}{1.60} = 0.656$$

Après interpolation :  $M_1 = 0.082$  et  $M_2 = 0.055$

#### ➤ Combinaison de charges :

**A L'ELU :  $\nu = 0$**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \text{ ( charge uniformément répartie sur une bande de } 1\text{m)}$$

$$p_u = 1.35P \text{ (charge concentrée due au système de levage)}$$

- **Poids propre de la dalle :**

$$G = (25 \times h_t + 22 \times e) = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) = 4.85 \text{ KN/m}^2$$

- **Surcharge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$**

Alors :

$$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.05 \text{ KN/ml}$$

$$p_u = 1.35 \times 85 = 114.75 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = P_U M_1 = 114.75 \times 0.082 = 9.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_U M_2 = 114.75 \times 0.055 = 6.31 \text{ KN.m}$$

### III.3.4 Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle pleine :

$$\rho = 0.875 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0488 \\ \mu_y = 0.721 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$q_u = 1.35.G + 1.5.Q = (1.35 \times 4.85) + (1.5 \times 1) = 8.047 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0.0488 \times 8.047 \times (1.4)^2 = 0.769 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.721 \times 0.769 = 0.554 \text{ KN.m}$$

### III.3.5 Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.41 + 0.769 = 10.179 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.31 + 0.554 = 6.864 \text{ KN.m}$$

#### ❖ Correction des moments :

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur affectant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

#### 1) Dans le sens de petite portée X-X :

$$\text{En travées : } M_X^t = 0,85 \times M_X = 0,85 \times 10,179 = 8,652 \text{ KNm}$$

$$\text{Aux appuis : } M_X^a = 0,3 \times M_X = 0,3 \times 10,179 = 3,053 \text{ KNm}$$

## 2) Dans le sens de la grande portée Y-Y :

**En travées :**  $M_X^t = 0,85 \times M_X = 0,85 \times 6,864 = 5,834 \text{ KNm}$

**Aux appuis :**  $M_X^a = 0,3 \times M_X = 0,3 \times 6,864 = 2,059 \text{ KNm}$

### III.3.6 Ferrailage :

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bonde de 1m de largeur, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur, tel que ses caractéristiques sont :

$$b = 100\text{cm} ; d = h_t - c = 15 - 3\text{cm} = 12\text{cm}.$$

## 1) Dans le sens de petite portée X-X :

- **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_X^a}{bd^2f_{bu}} = \frac{3.053 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.015 < 0.392$$

→ la section est simplement armée(SSA)

$$\mu_b = 0.015 \rightarrow \beta = 0.9925$$

$$A_{st}^a = \frac{M_X^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{M_X^a}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3.053 \times 10^3}{0.9925 \times 12 \times 348} = 0.736\text{cm}^2$$

On opte pour  $A_{st}^a = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

- **En travées :**

$$\mu_b = \frac{M_X^t}{bd^2f_{bu}} = \frac{8.652 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.042 < 0.392$$

→ la section est simplement armée(SSA)

$$\mu_b = 0.042 \rightarrow \beta = 0.979$$

$$A_{st}^t = \frac{M_X^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{M_X^t}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8.652 \times 10^3}{0.979 \times 12 \times 348} = 2.11\text{cm}^2$$

On opte pour  $A_{st}^t = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

## 2) Dans le sens de la grande portée Y-Y :

- **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_Y^a}{bd^2f_{bu}} = \frac{2.059 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.010 < 0.392$$

→ la section est simplement armée(SSA)

$$\mu_b = 0.010 \rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_{st}^a = \frac{M_y^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{M_y^a}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2.059 \times 10^3}{0.995 \times 12 \times 348} = 0.49 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_{st}^a = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

- En travées :

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.834 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.028 < 0.392$$

→ la section est simplement armée (SSA)

$$\mu_b = 0.028 \rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_{st}^a = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{M_x^t}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5.834 \times 10^3}{0.986 \times 12 \times 348} = 1.416 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_{st}^a = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

| Zone       | Sens | $M_u$<br>(KN. m) | $\mu_b$ | $\beta$ | $A_s$<br>(cm <sup>2</sup> ) | A adoptée<br>(cm <sup>2</sup> ) |       | $S_t$<br>(cm) |
|------------|------|------------------|---------|---------|-----------------------------|---------------------------------|-------|---------------|
| Sur appuis | X-X  | 3.053            | 0.015   | 0.9925  | 0.736                       | 2.01                            | 4HA8  | 25            |
|            | Y-Y  | 2.059            | 0.010   | 0.995   | 0.49                        | 2.01                            | 4HA8  | 25            |
| En travée  | X-X  | 8.652            | 0.042   | 0.979   | 2.11                        | 3.14                            | 4HA10 | 25            |
|            | Y-Y  | 5.384            | 0.028   | 0.986   | 1.416                       | 3.14                            | 4HA10 | 25            |

Tableau III.3.1 : Calcul du ferrailage de la salle machine

- Remarque:

La dalle est soumise à des charges concentrées, toutes les armatures de flexion situées dans la région centrale du panneau seront prolongées jusqu'aux appuis, et ancrées au delà du contour théorique de la dalle

### III.3.7 Vérifications :

#### 1) vérification à l'ELU :

#### a) Condition de non fragilité : (Art B.7, 4 / BAEL91 modifié en 99) :

$$A_{st} \geq A_{min} = \rho_0 \times b \times h_t \times \left( \frac{3 - \rho}{2} \right)$$

$$A_y \geq \rho_0 \times b \times h$$

$A_x, A_y$  : Taux minimaux d'acier en travée dans le sens « x » et dans le sens « y »

$\rho_0$  : Taux d'armatures (acier HA FeE400 :  $\rho_0 = 0.0008$ )

$l_x, l_y$  : Dimension de la dalle avec  $l_x \leq l_y$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.875$$

### 1) Direction principale suivant( X-X) :

$$A_{\min}^x = 0.0008 \times 100 \times 15 \times \left( \frac{3 - 0.875}{2} \right) = 1.275 \text{ cm}^2$$

$$A_x^t = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{\min}^x = 1.086 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad A_x^a = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min}^x = 1.086 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$  Condition vérifiée.

### 2) Direction secondaire suivant (Y-Y) :

$$\rho_0 \times h \times b = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_x^t = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{\min}^x = 1.086 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad A_x^a = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min}^x = 1.086 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$  Condition vérifiée.

✓ La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

### b) Diamètre minimal des barres : (Art A.7.21 /BAEL91modifié 99)

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq h/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$$

$$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### c) Ecartement des barres : (Art A.5.2, 42 /BAEL91 modifié 99) :

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm :

- Armatures supérieures :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ .
- Armatures inférieures :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ .

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33 cm :

- **Armatures supérieures** :  $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \rightarrow$  **Condition vérifiée**
- **Armatures inférieures** :  $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \rightarrow$  **Condition vérifiée**

**d) Condition de non poinçonnement : (Art A.5.2, 42 BAEL91 modifié 99) :**

$$p_u \leq \frac{0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_c = 2 \cdot (u + v) = 2(105 + 105) = 420\text{cm} = 4,20\text{m} ; \text{ et}$$

$$p_u = 114.35 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 4.20 \times 0.15 \times 25 \cdot 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**e) Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes:

Au milieu de  $u$ , on a :

$$T_{\max} = \frac{P}{2U + V} \quad T_{\max} = \frac{114.75}{(2 \times 1.05) + 1.05} = 36.42 \text{ KN}$$

Au milieu de  $v$ , on a :

$$T_{\max} = \frac{P}{3U} = \frac{114.75}{3 \times 1.05} = 36.42 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{36.42 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.30 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1.5} = 1.166 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**2) vérification à l'ELS :**

**a) Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  :**

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + v M_2)$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + v M_1)$$

**À l'ELS :**

$$q_s = P = 114.75 \text{ KN} \quad ; \quad \nu = 0.2$$

$$M_{x1} = 114.75 (0.082 + 0.2 \times 0.055) \quad \Rightarrow \quad M_{x1} = 10.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 114.75 (0.055 + 0.2 \times 0.082) \quad \Rightarrow \quad M_{y1} = 8.19 \text{ KN.m}$$

**b) Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0.875 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0599 \\ \mu_y = 0.804 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l^2 = 0.0599 \times 5.85 \times (1.4)^2 = 0.687 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.804 \times 0.687 = 0.552 \text{ KN.m}$$

**c) Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.67 + 0.687 = 11.357 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.19 + 0.552 = 8.742 \text{ KN.m}$$

**❖ Correction des moments :**

Pour tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85 et 0.3 aux appuis.

**Dans le sens de petite portée X-X :**

$$\text{En travées : } M_X^t = 0.85 \times M_X = 0.85 \times 11.357 = 9.653 \text{ KNm}$$

$$\text{Aux appuis : } M_X^a = 0.3 \times M_X = 0.3 \times 11.357 = 3.407 \text{ KNm}$$

**Dans le sens de la grande portée Y-Y :**

$$\text{En travées : } M_X^t = 0.85 \times M_X = 0.85 \times 8.742 = 7.430 \text{ KNm}$$

$$\text{Aux appuis : } M_X^a = 0.3 \times M_X = 0.3 \times 8.742 = 2.622 \text{ KNm}$$

**➤ Vérification à l'ELS :****a) Vérification des contraintes :**

Pour se disposer du calcul de la contrainte de compression on doit vérifier la condition suivante :

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

Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} ; \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

- **Sens X-X :**

- **En travée :**

On a :  $M_s = 9.653 \text{ KN.m}$  et  $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$

- **Contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier :  $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = 348\text{MPa}$ .

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.26 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.919 \\ k_1 = 46.73 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{9.653 \times 10^3}{0.919 \times 12 \times 3.14} = 278.76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 278.76 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 348\text{MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans le béton:**

On doit vérifier:

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{278.76}{46.73} = 5.96 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

- **Aux appuis :**

On a :  $M_s = 3.407 \text{ KN.m}$  et  $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

- **Contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier :  $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = 348\text{MPa}$ .

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.168 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.933 \\ k_1 = 59.63 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{3.407 \times 10^3}{0.933 \times 12 \times 2.01} = 151.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 151.39 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 348\text{MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans le béton:**

On doit vérifier:

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{151.39}{59.63} = 2.53 \text{ MPa} \leq 15\text{MPa} \implies \text{condition vérifier}$$

• **Sens y-y :**

- **En travée :**

On a :  $M_S = 7.430 \text{ KN.m}$  et  $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$

- **Contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier :  $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = 348\text{MPa}$ .

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.26 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.919 \\ k_1 = 46.73 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{7.430 \times 10^3}{0.919 \times 12 \times 3.14} = 214.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 214.56\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 348\text{MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans le béton:**

On doit vérifier:

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{214.56}{46.73} = 4.59 \text{ MPa} \leq 15\text{MPa} \implies \text{condition vérifier}$$

- **Aux appuis :**

On a :  $M_S = 2.622 \text{ KN.m}$  et  $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

- **Contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier :  $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = 348\text{MPa}$ .

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.168 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.933 \\ k_1 = 59.63 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{2.622 \times 10^3}{0.933 \times 12 \times 2.01} = 116.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 116.51 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans le béton:**

On doit vérifier:

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{116.51}{59.63} = 1.95 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifier}$$

**b) Etat limite d 'ouverture des fissures (BAEL91/modifier99.Art4.5.32):**

La dalle de la salle machine n'est pas exposée aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire la fissuration est peu nuisible. donc aucune vérification n'est nécessaire.

**c) Etat limite de déformation(Art.B.7.5.BAEL.91):**

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ses 4 cotés on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivants sont respectées:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} \\ \frac{A_x}{bd_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\}$$

Avec:

- **h** : hauteur de la dalle egale à 15 cm.
- **L<sub>x</sub>** : portée de la dalle egale à 140m.
- **M<sub>tx</sub>** : Moment en travée de la dalle (sens XX).
- **M<sub>x</sub>** : Moment isostatique dans la direction de (XX) pour une bande de 1m
- **A<sub>x</sub>** : Section d'armature tendue par 1m de largeur.
- **b** : la largeur de bande egale à 1 m.
- **d** : hauteur utile de la bande.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} = \frac{15}{140} = 0.107 > \frac{M_{tx}}{20M_x} = \frac{8.652}{20 \times 8.652} = 0.05 \rightarrow \text{cv} \\ \frac{A_x}{bd_x} = \frac{3.14}{100 \times 12} = 0.0026 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \rightarrow \text{cv} \end{array} \right.$$

les deux conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

### III.3.8 Plan de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine :

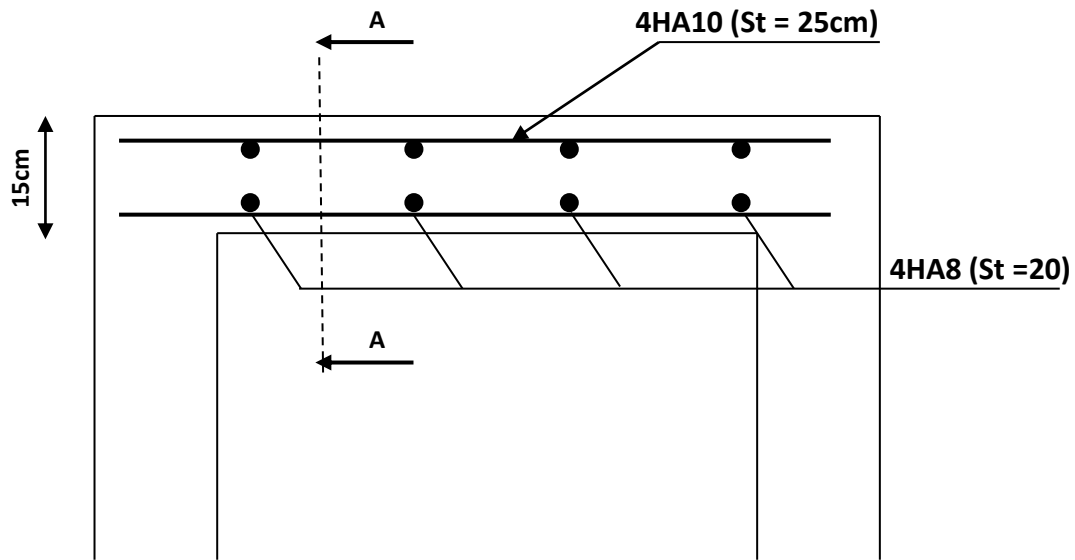


Figure III.3.2 : Ferrailage de la dalle de la salle machine pour les deux cas

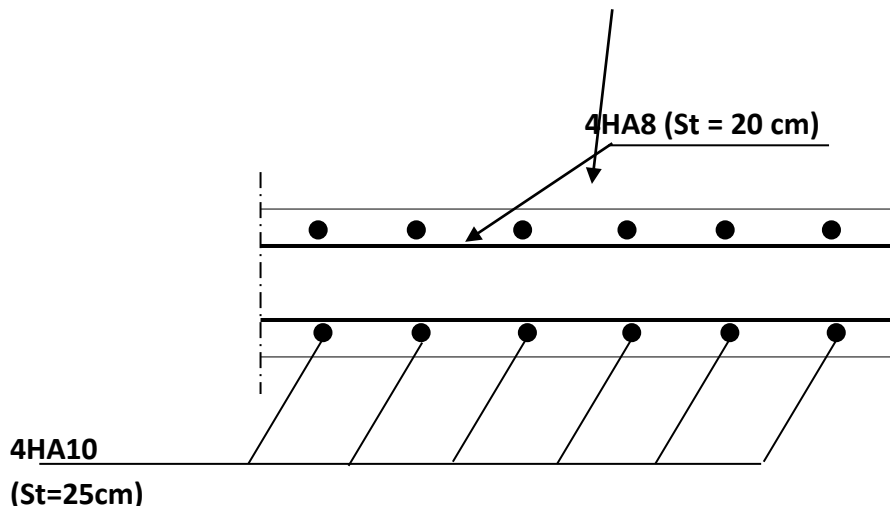


Figure III.3.3 : Coupe A-A

### III.4 La poutre de chaînage :

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures et pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

#### III.4.1 Pré dimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

$$\text{La hauteur : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{Art A.4.14/ BAEL 91 modifié 99})$$

$$\text{La largeur : } 0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

**L<sub>max</sub>** : Longueur libre de la plus grande travée considérée

Avec : **b** : Largeur de la poutre

**h<sub>t</sub>** : La hauteur de la poutre

- **La hauteur :**

$$L_{\max} = 380 \text{ cm} \rightarrow 25.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 38 \text{ cm}$$

On prend :  $h_t = 30 \text{ cm}$ .

- **La largeur :**

$$0.4 \times (30) \leq b \leq 0.7 \times (30) \rightarrow 12 \text{ cm} \leq h_t \leq 21 \text{ cm}$$

On prend :  $b = 20 \text{ cm}$ .

#### III.4.2 Vérification aux exigences du RPA (Art 7.5.1 RPA99/révisée 99) [3] :

- Largeur :  $b = 20 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ .  $\rightarrow$  Condition vérifiée.
- Hauteur :  $h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ .  $\rightarrow$  Condition vérifiée.
- $h/b = 1.5 \leq 4$   $\rightarrow$  Condition vérifiée.

On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 (modifié 2003) sont toutes vérifiées, donc la section adoptée est  $(30 \times 20) \text{ cm}^2$ .

#### III.4.3 Etude de la poutre à l'ELU :

##### ➤ Les charges permanentes :

Poids propre de la poutre :  $G = 25 \times 0.20 \times 0.30 = 1.5 \text{ KN/ml}$ .

Poids propre du mur extérieur :  $G_{\text{mur}} = (3.06 - 0.30) \times 2.36 = 6.5136 \text{ KN/ml}$ .

Poids propre du plancher :  $G = 5.56 \times \frac{0.65}{2} = 1.807 \text{ KN /ml}$

$$G_{\text{totales}} = 9.8206 \text{ KN/ml}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2} = 0.4875 \text{ KN /ml}$$

➤ **Combinaisons des charges :**

**ELU :**  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 9.8306 + 1.5 \times 0.4875 = 13.989 \text{ KN/ml.}$

**ELS :**  $q_s = G + Q = 9.8206 + 0.4875 = 10.3081 \text{ KN/ml.}$

On considère la poutre comme étant simplement appuyée.

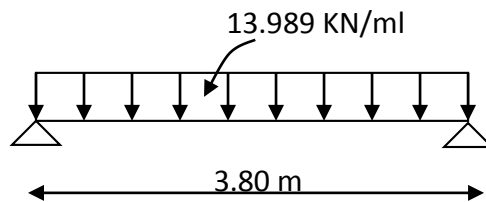


Figure III.4.1 : Schéma statique du calcul à l'ELU

### III .4.3.1 Calcul des efforts internes :

➤ **Moment isostatique :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{13.989 \times 3.80^2}{8} = 25.25 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement :

➤ **Moment aux appuis :**

$$M_{uap} = -0.3M_u = -0.3 \times 25.25 = -7.575 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en travée :**

$$M_{utr} = 0.85M_u = 0.85 \times 25.25 = 21.462 \text{ KN.m}$$

➤ **Réaction d'appuis :**

$$R_A = R_B = V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{13.989 \times 3.80}{2} = 26.579 \text{ KN}$$

➤ **L'effort tranchant :**

$$T(x) = -13.989x + 26.579$$

Pour  $x=0\text{m}$   $T(x)=26.579 \text{ KN}$

Pour  $x=3.80 \text{ m}$   $T(x)= -26.579 \text{ KN}$

## ➤ Diagramme du moment et de l'effort tranchant :

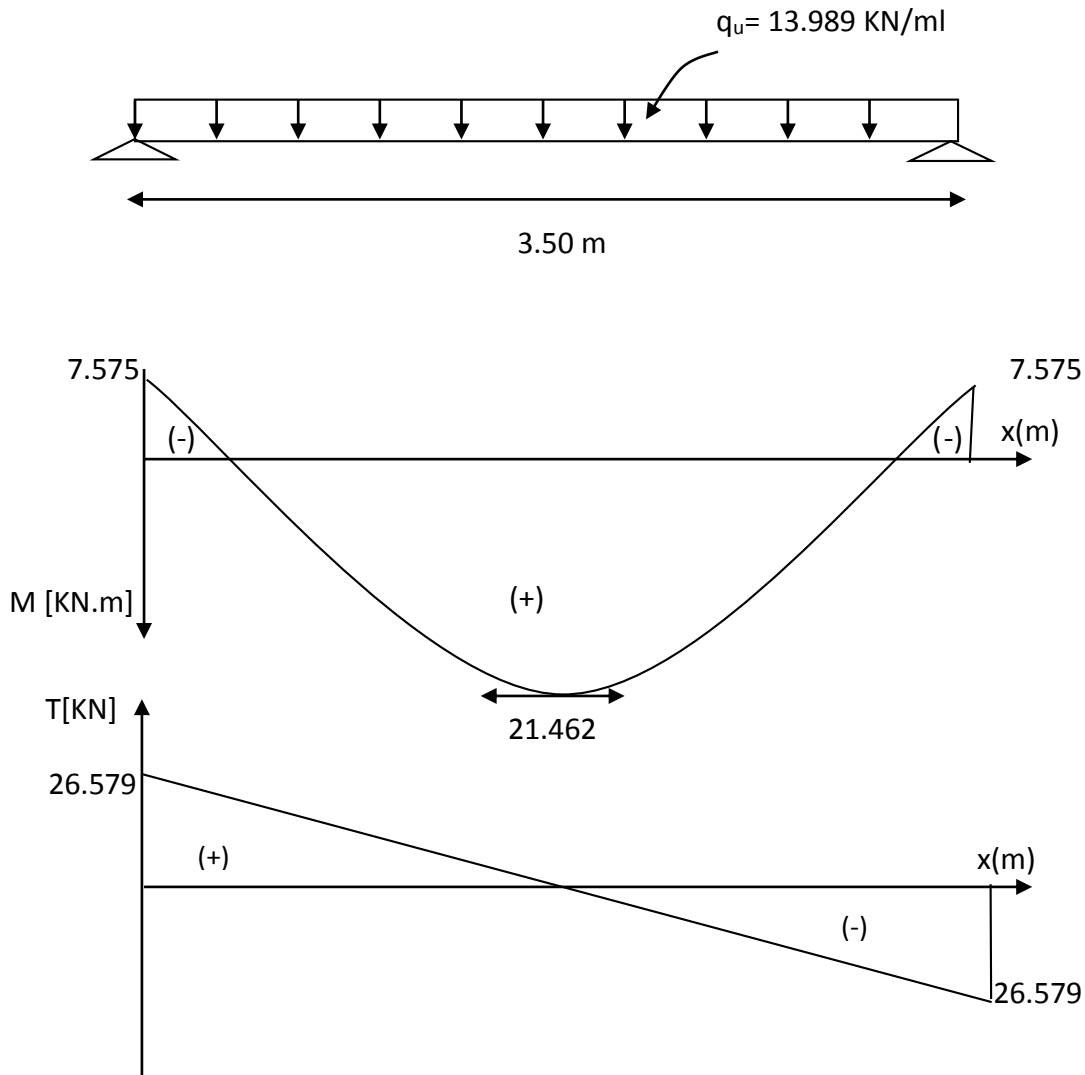


Figure III.4.2 : Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant

## ➤ Calcul des armatures longitudinales :

$h = 30 \text{ cm}$  ;  $d = 28 \text{ cm}$  ;  $c = 2 \text{ cm}$  ;  $b = 20 \text{ cm}$

## • En travées :

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{21.462 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0.096$$

$$\mu_t = 0.096 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.096 \Rightarrow \beta = 0.949$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{21.462 \times 10^3}{0.949 \times 28 \times 348} = 2.32 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_{ut} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$

• **Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} = \frac{7.575 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14,2} = 0.034 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.034 \Rightarrow \beta_1 = 0.983$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{7.575 \times 10^3}{0.983 \times 28 \times 348} = 0.77 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_{ua} = 3HA8 = 1.50 \text{ cm}^2$

### III.4.3.2 Vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité (Art-A-4.2, 1 BAEL):**

$$A_{min} = 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 20 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.6762 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**  $A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,6762 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

➤ **Aux appuis :**  $A_a = 1.50 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,6762 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

### Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n\pi\phi = 3 \times 3.14 \times 8 = 75.36 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{26.579 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 75.36} = 1.34 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad 1.34 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art. 5.1.3.2, BAEL):**

**a) Influence sur les aciers :**

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \left( 26.579 \times 10^3 - \frac{7.575 \times 10^3}{0.9 \times 28} \right) = 0.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 1.50 \text{ cm}^2 > 0.75 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**b) Influence sur le béton :**

$$V_{u\max} \leq 0.4b \times 0.9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0.4b \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 200 \times 0.9 \times 280 \times \frac{25}{1.5} = 336 \text{ KN} > V_u = 26.579 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Les armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 1.2 ; 0.857 ; 2 \} = 0.857 \text{ cm} = 8.57 \text{ mm}$$

$$\text{On prend un cadre et un étrier en HA8} \quad \rightarrow \quad A_t = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ **Ecartement des barres :**

D'après le **RPA2003 Art 7 .5.2.2**, l'espacement est donné selon deux zones :

**a) En zone nodale :**

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow S = \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{2.01}{0.003 \times 20} = 33.5 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi \right\} = \min \{ 7.5 \text{ cm} ; 14.4 \text{ cm} \}$$

$$\text{On prend : } S_t = 7 \text{ cm}$$

**b) En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **Encreage des barres (Art 6.1.2) :**

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour  $f_{c28} = 25$  MPa, la longueur de scellement droite  $l_s$  est égale à :

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

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 50.30 \text{ cm}$$

Forfaitairement :  $L_s = 40\Phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$ .

$$L_s = 0.4 \times 48 = 19.2 \text{ cm}.$$

$$L_s = 15 \text{ cm}.$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = \frac{26.579 \times 10^3}{200 \times 280} = 0.47 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.47 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### IV.4 Calcul à l'ELS :

$$q_s = 10.3081 \text{ KN/ml}$$

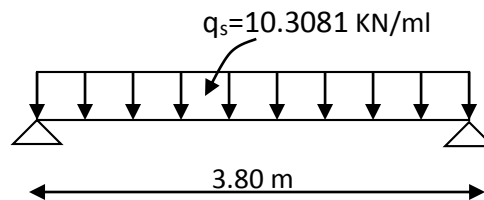


Figure III.4.3 : Schéma statique du calcul à l'ELS

➤ **Réactions aux appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{10.3081 \times 3.80}{2} = 19.58 \text{ KN}$$

➤ **Le moment isostatique :**

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{10.3081 \times 3.8^2}{8} = 18.60 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'effet de semi-encastrement :

$$M_{sa} = -0.3M_s = -5.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0.85M_s = 15.81 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

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

- **En travées :**  $A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 28} = 0.605$$

$$\rho_1 = 0.605 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0.885 \quad K_1 = 28.48$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{15.81 \times 10^6}{339 \times 0.885 \times 280} = 188.20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{188.20}{28.48} = 6.61 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Aux appuis :**

$$A_a = 1.50 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b.d} = \frac{100 \times 1.50}{20 \times 28} = 0.268$$

$$\rho_1 = 0.268 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0.918 \quad , \quad K_1 = 45.98$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{5.58 \times 10^6}{150 \times 0.918 \times 280} = 144.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{144.77}{45.98} = 3.15 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

## III.4.5 :Vérification de la flèche :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.30}{3.80} = 0.079 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.30}{3.80} = 0.079 > \frac{15.81}{10 \times 18.60} = 0.085 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{20 \times 28} = 0.00605 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

La 2ème conditions n'est pas vérifiée, alors on va procéder au calcul de la flèche

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \qquad f = \frac{M \times L^2}{E_v \times I_0}$$

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

$I_0$ : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A(V_2 - C)$$

- Moment statique de la section homogénéisée par rapport à  $xx'$  :

$$S_{/xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15A \times d$$

$$S_{/xx'} = \frac{20 \times 30^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 28 = 10423.8 \text{ cm}^3$$

- Aire de section homogénéisée :

$$B_0 = bh + 15A$$

$$B_0 = (20 \times 30) + (15 \times 3.39) = 650.85 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx'}}{B_0} \rightarrow V_1 = \frac{10423.8}{650.85} = 16.01 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 \rightarrow V_2 = 30 - 16.01 = 13.99 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport :

$$I_0 = (16.01^3 + 13.99^3) \frac{20}{3} + 15 \times 3.39(13.99 - 2)^2 = 52922.2611 \text{ cm}^4$$

- Calcul la flèche et vérification :

$$f = \frac{15.81 \times (3800)^2}{10819 \times 52922.2611} = 0.40 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3800}{500} = 7.6 \text{ mm}$$

$$f = 0.40 \text{ mm} \leq \bar{f} = 7.6 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- ✓ Aux travées : 3 HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>
- ✓ Aux appuis : 3 HA8 = 1.50 cm<sup>2</sup>
- ✓

#### III.4.5 Schéma de ferrailage :

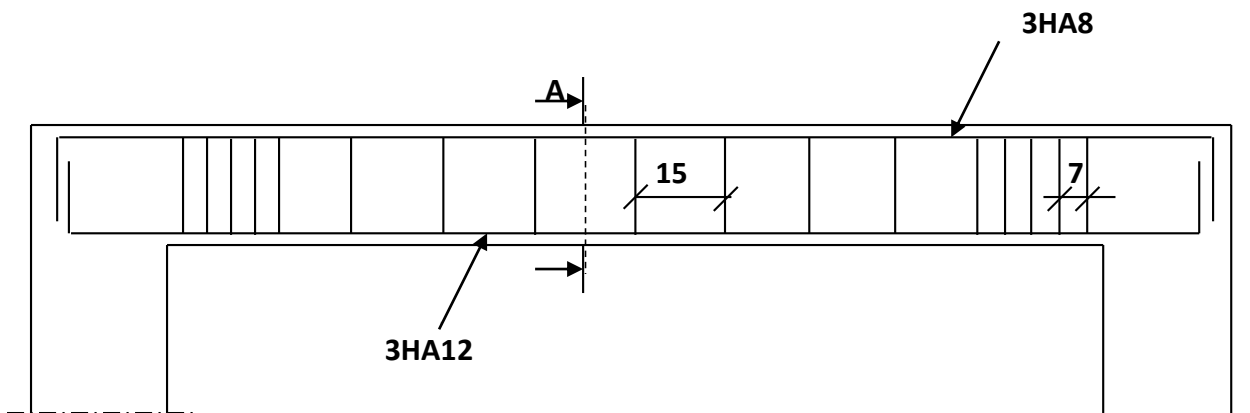
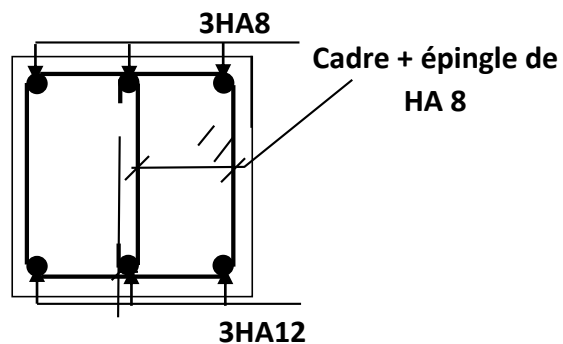


Figure III.4.4 : Ferrailage de la poutre de chaînage



Coupe A-A

### III.5 L'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité au niveau de la terrasse, il est assimilée à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts (moment de flexion et effort normal) et sera déterminé en flexion composée avec compression.

- L'acrotère est sollicité par : Un effort normal  $G$  dû à son poids propre
- Un effort horizontal  $Q$  dû à la main courante engendrant un moment de renversement  $M_Q$

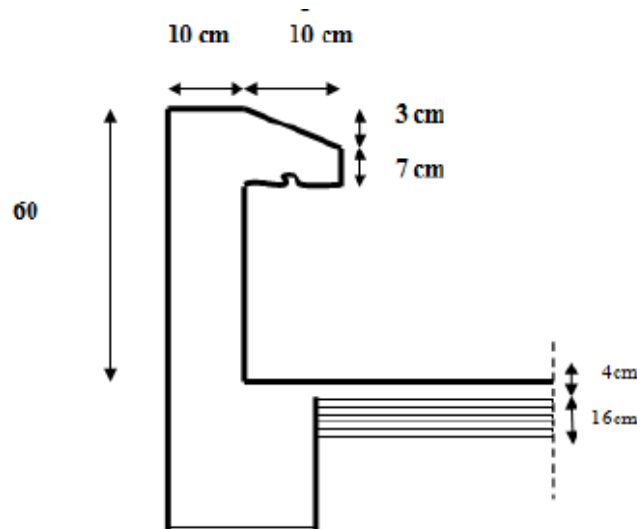


Figure III.5.1 : Coupe transversale de l'acrotère

#### III.5.1 Détermination des sollicitations :

##### ➤ Le chargement :

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

$$G = \gamma \times S$$

Avec :  $\gamma$  : masse volumique du béton.

$S$  : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[ 0.6 \times 0.1 + 0.1 \times 0.07 + \frac{0.03 \times 0.1}{2} \right] = 1.71 \text{ KN/ml}$$

##### ➤ Surcharge d'exploitation horizontale :

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

### III.5.2 Calcul des sollicitations :

- Effort tranchant dû à la poussée latérale T :

$$T = Q \times 1\text{ml} = 1 \text{ KN}$$

- Effort normal dû au poids propre G :

$$N_G = G \times 1 = 1.71 \text{ KN}$$

- Moment de renversement dû à Q :

$$M_Q = Q \cdot H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.ml}$$

- Diagramme des efforts :

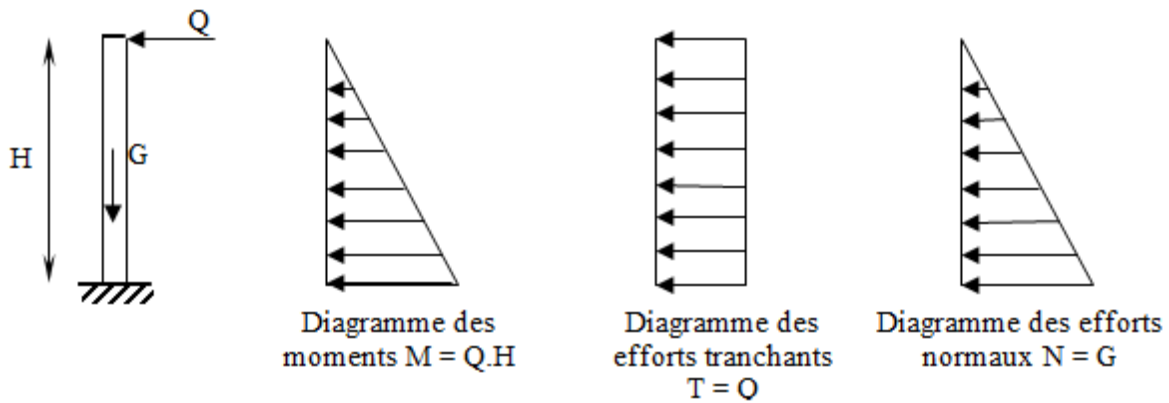


Figure III.5.2 : Schéma statique et diagrammes des efforts internes.

### III.5.3 Combinaisons de charges :

#### ❖ A L'ELU :

- La combinaison de charge est :

$$1.35 G + 1.5 Q$$

- Effort normal:

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 1.35 \times 1.675 = 2.31 \text{ KN}$$

- Moment de renversement:

$$M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.ml}$$

## ➤ Effort tranchant :

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

## ➤ A L'ELS :

## ➤ La combinaison de charge est :

$$G + Q$$

## ➤ Effort normal:

$$N_s = N_G + N_Q = 1.71 \text{ KN}$$

## ➤ Moment de renversement:

$$M_s = M_G + M_Q = M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$$

## ➤ Effort tranchant :

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

**III.5.4 Calcul de Ferrailage :**

il consiste l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous ( $N_u$ ) et ( $M_u$ ), puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous ( $N_s$ ) et ( $M_s$ ).

Le calcul se fera pour une bande d'un mètre.

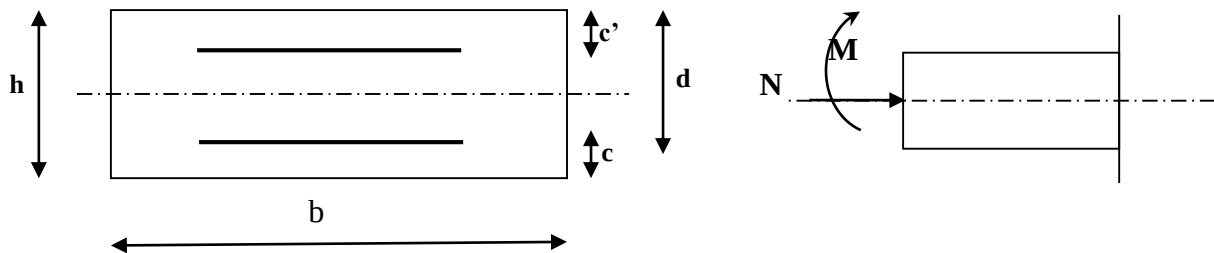


**Figure III.5.3: la section d'armature.**

Avec :

**h** : Epaisseur de la section ( $h = 10 \text{ cm}$ ).

**b** : Largeur de la section ( $b = 100 \text{ cm}$ ).

**c et c'** : Enrobage ( $c = c' = 2 \text{ cm}$ ).

**d** : Hauteur utile ( $h - c = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$ ).

**M<sub>f</sub>** : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

**III.5.4.1 Calcul des armatures à L'ELU :**

## ➤ Calcul de l'excentricité à l'ELU :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.31} = 0.389 \text{ m} = 39 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

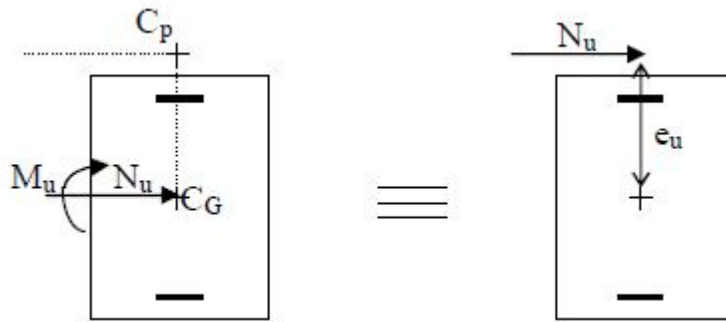


Figure III.5.4 : section rectangulaire soumise à la flexion composée.

$\frac{h}{2} - c < e_u \rightarrow$  Le centre de pression ( $C_p$ ) se trouve à l'extérieur de la section et l'effort normal est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée (SPC). La section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis on se ramène à la flexion composée.

➤ Calcul de la section d'armatures en flexion simple :

➤ Calcul du moment fictif :

$$M_{fu} = N_u \cdot a$$

Avec :

$a$  : distance entre «  $C_p$  » et le centre de gravité des armatures inférieures tendues.

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

$$a = 0.39 + \frac{0.10}{2} - 0.02 = 0.42 \text{ m}$$

$$M_{fu} = N_u \cdot a = 39 \times 0.42 = 0.97 \text{ KN.m}$$

Calcul de  $\mu$  :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

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

$$\mu = \frac{0.97 \cdot 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.0107$$

$$\mu = 0.0107 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA.}$$

➤ **Remarque :**

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A_{sc} = 0$ .

Donc on a uniquement des armatures tendues.

A partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondante :  $\mu = 0.0107$   $\beta = 0.995$

➤ **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

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

$$A_f = \frac{0.97 \times 10^3}{0.995 \times 8 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul en flexion composé :**

La section des armatures réelles est :

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A_u = 0.35 - \frac{2.31 \times 10}{348} = 0.28 \text{ cm}^2$$

**III.5.4.2 Vérifications à l'ELU :**

Vérification de la condition de non fragilité (A.4.2, 1BAEL91 modifié 99) :

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0.445 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \right]$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.71} = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

D'où :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 21}{400} \left[ \frac{35 - 0.445 \times 8}{35 - 0.185 \times 8} \right] = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0.28 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0.90 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale :

$$A_u = A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{\text{adoptée}} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

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

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{\text{adoptée}}}{4}$$

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

Soit :  $A_r = 4\text{HA}6 = 1.13 \text{ cm}^2$

Avec : un espacement :  $S_t = 17 \text{ cm}$

➤ **Vérification de l'effort tranchant (contrainte cisaillement) : (A.5.1,2/BAEL91 modifié 99) :**

La fissuration est prise comme état préjudiciable ; on doit vérifier

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

Avec :  $V_u$  : effort tranchant.

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5}{100 \times 8} \times 10 = 0.19 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \longrightarrow$$

**condition vérifiée**

- **Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres (Art. A.6.1, 3 BAEL /91 modifié99):**

On doit vérifier :

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

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

Avec :

$\sum \mu_i$ : somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum \mu_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

$n$  : nombre de barres.

$$\tau_{se} = \frac{1.5}{0.9 \times 8 \times 10} \times 10 = 0.21 \text{ MPa}$$

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

Avec :  $\psi_s$  : Coefficient de scellement,  $\psi_s = 1.5$  (Acier de haute adhérence).

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

$$\tau_{se} = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

**Espacement des barres :**

- **Armatures principales :**

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Ancrage des barres ( A.6.1, 23..BAEL91 / modifiée 99) :**

- **Longueur de scellement ( $L_s$ ) droit est donnée par :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

Avec :  $\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.52 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$

D'où :

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.84} = 28.17 \text{ cm}$$

Soit :  $L_s = 30 \text{ cm}$

### III.5.4.3 Vérifications à L'ELS :

Il faut vérifiées les conditions suivantes :

La contrainte dans les aciers  $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

La contrainte dans le béton  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

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

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

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

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

la contrainte dans acier :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

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

Avec :  $\eta = 1.6$  : coefficient de fissuration.

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \{266.67 ; 201.63\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

Avec :

$$M_s = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$A_u = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251$$

$$\rho_1 = 0.251 \rightarrow \beta_1 = 0.920 \rightarrow K_1 = 47.89$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.929 \times 8 \times 2.01} = 40.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 40.56 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \sigma_{st}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{47.89} \times 40.56 = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.85 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Conclusion:**

Les conditions étant vérifiées; donc le ferrailage calculé à L'ELU est vérifié à L'ELS.

• **Ferrailage adopté:**

➤ **Armatures principales :** 4HA8/ml = 2.01 cm<sup>2</sup> avec: S<sub>t</sub> = 25 cm

➤ **Armatures de répartition:** 4 HA6 = 1.13 cm<sup>2</sup> avec: S<sub>t</sub> = 17 cm

➤ **Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99. Art 6.2.3) :**

Cette vérification concerne les éléments non structuraux.

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces horizontales sismiques suivant la formule:

$$F_p = 4. A. C_p . W_p$$

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **tableau (4-1) du RPA99** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

**A= 0.25 (Zone II a).**

**C<sub>P</sub>**: Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8

Soit :  $C_P = 0.3$

**W<sub>p</sub>** : Poids propre de l'acrotère

**W<sub>p</sub>** = 1.71KN/mL

D'où :

**F<sub>p</sub>** =  $4 \times 0.25 \times 0.3 \times 1.71 = 0.51 \text{ KN /ml}$

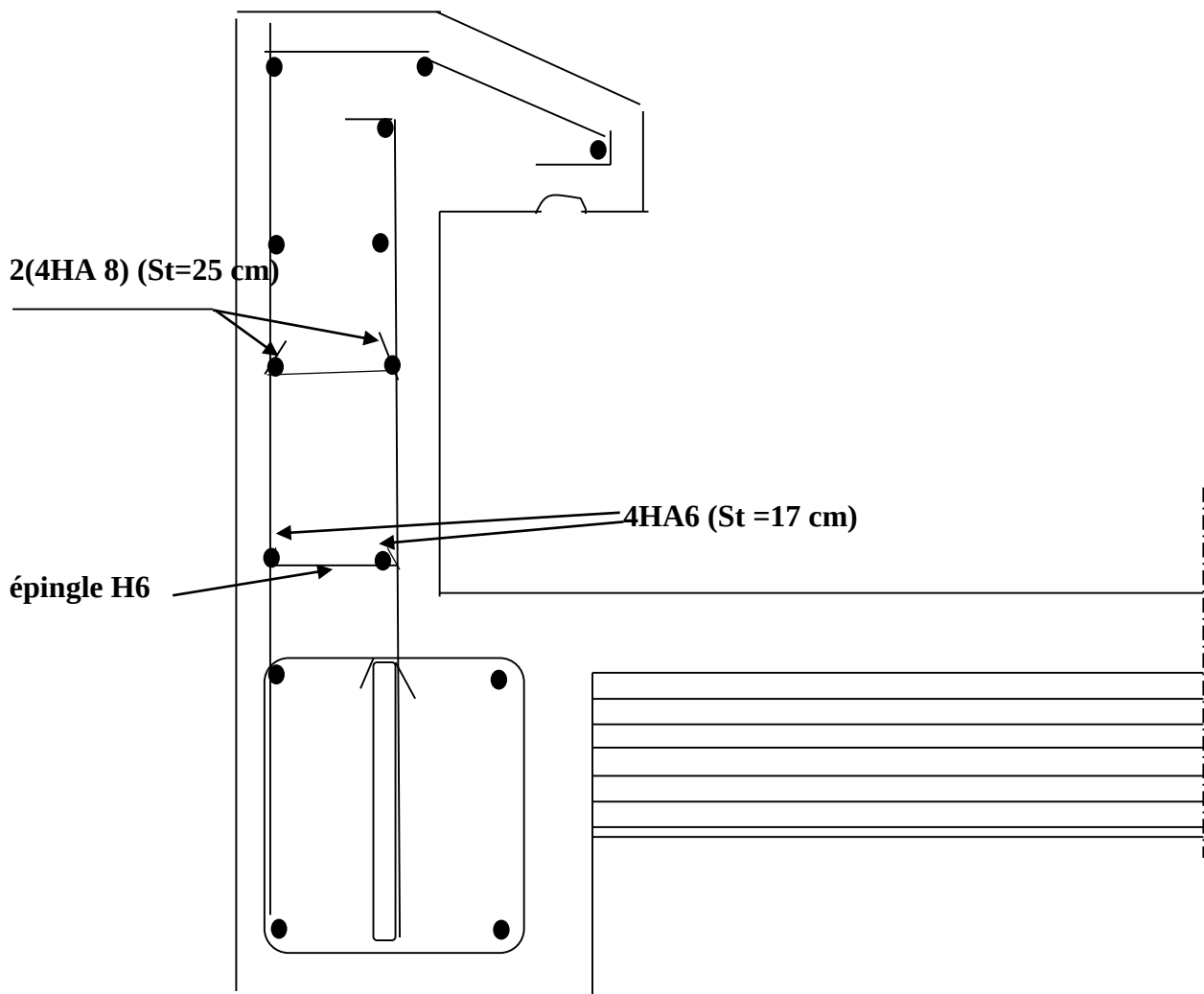
$F_P < Q = 1\text{KN/ml}$

### ➤ Conclusion:

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

On adopte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment

### III.5.5 :Schéma de Ferrailage :



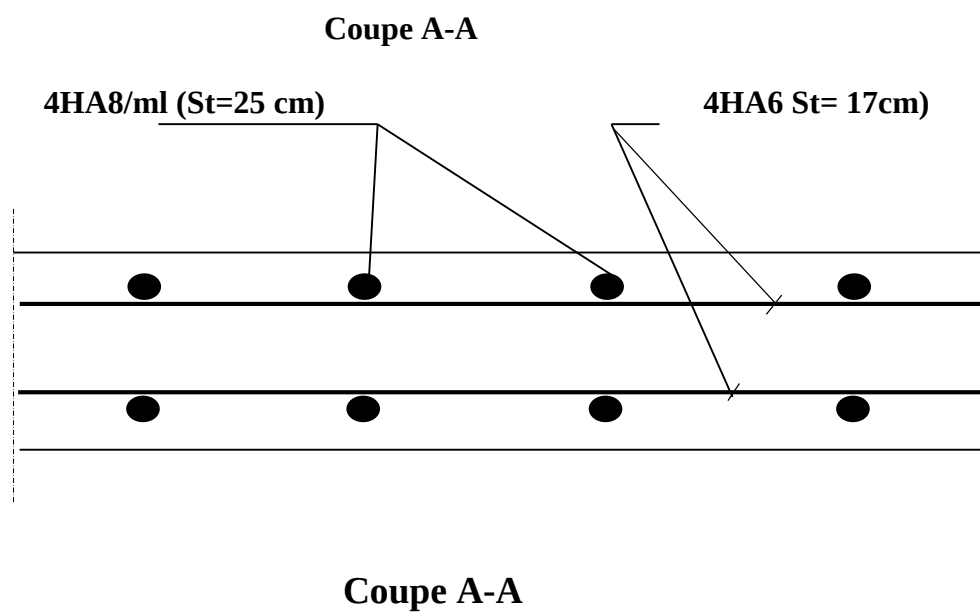


**Figure III.5 .5: Schéma de ferrailage de l'acrotère**

### III.6 Escaliers :

#### III.6.1 Définition :

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

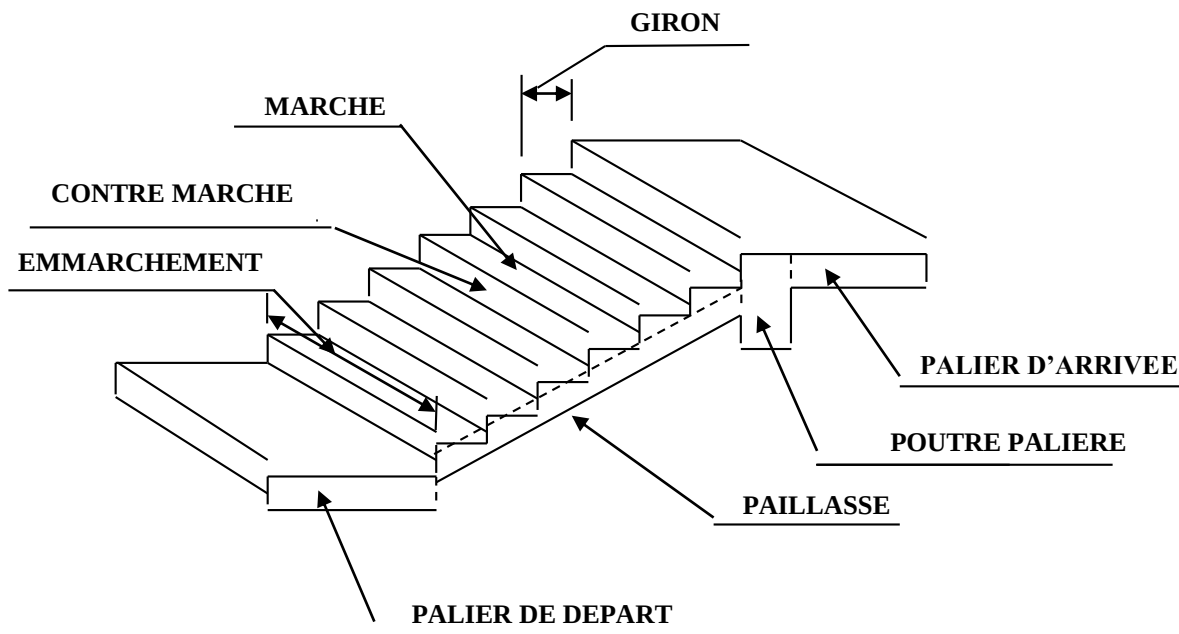


**Fig.III.6.1 : Schéma statique de l'escalier**

- ❖ **La marche** : est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- ❖ **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur  $h$  est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- ❖ **Le giron  $g$**  : est la distance en plan séparant deux contre marches successives.
- ❖ **La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est  $l_m$ .
- ❖ **La pailasse d'épaisseur  $e_p$**  : est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- ❖ **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.

#### Remarque :

Nous avons (4) volées différentes :

- Une volée de s sol :  $H = 3.74$  m
- Une volée d'étage courant :  $H = 2.86$  m

- Une volée pour l'entre sol :  $H = 3.06$
- Une volée RDC d'une hauteur  $H = 3.91$  m

**NB :** Pour nos calculs, on prend la volée de RDC comme exemple

### III.6.2 Pré-dimensionnement de l'escalier :

✓ Volée ( $h=1.67$  m) :

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de **BLONDEL**.

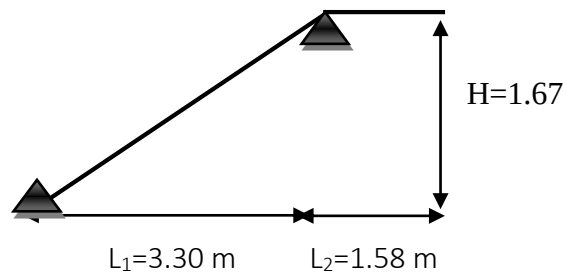
Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser ces conditions :

$$\begin{cases} 59 \leq g+2h \leq 66\text{cm} \\ 14 \leq h \leq 20\text{cm} \end{cases}$$

Le nombre de contre marches ( $n$ ) est égal à :  $n = \frac{H_t}{h}$

Le nombre de girons est pris alors :  $m = n - 1$

➤ Le schéma statique d'escalier :



$$H_t = 167 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } h = 17\text{cm}$$

$$n = \frac{167}{17} = 10 \quad \rightarrow \quad \text{le nombre de marche } m = 10 - 1 = 9$$

• **Relation de BLANDEL :**

$$59 \leq g + (2 \times 17) \leq 66\text{cm}$$

$$25 \leq g \leq 32\text{cm}$$

$$\text{Soit : } g = 30$$

• **Vérification de la loi de BLONDEL :**

$$2h + g = 64\text{cm} \leq 66\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition est vérifiée}$$

• **La paillasse:**

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la formule suivante :  $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

**L** : longueur réelle du palier et de la paillasse : **L = L<sub>1</sub>**

$$\cos \alpha = \frac{l}{L_1} \quad \longrightarrow L_1 = \frac{l}{\cos \alpha}$$

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{167}{330} = 0,5060 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 26,83^\circ$$

$$\text{Donc : } L_1 = \frac{330}{\cos 26.83} = 369.81 \text{ cm}$$

$$\text{D'où } L = 369.81 + 158 = 527.81 \text{ cm}$$

$$\text{L'épaisseur de la paillasse est : } \frac{527.81}{30} \leq e_p \leq \frac{527.81}{20} \quad \rightarrow \quad 17.59 \text{ cm} \leq e_p \leq 26.39 \text{ cm}$$

Soit : **e<sub>p</sub>=18 cm.**

### III.6.3 Détermination des sollicitations :

Les dimensions des marches étant très faible par rapport à la portée de la paillasse ; on pourrait admettre que leur poids est uniformément réparti sur la paillasse. Le calcul se fera pour une bande de 1m de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

#### III.6.3.1 Charges permanentes et surcharges d'exploitation :

Selon le **(DTR B.C.2-2)** pour une construction à usage de service ou d'habitation

**la surcharge d'exploitation est Q =2 ,5KN/m.**

##### ➤ Charges permanentes :

##### • Paillasse :

- Poids propre de la paillasse :  $\frac{25 \times 0.18}{\cos(30.7)} = 5.23 \text{ KN/ml}$
- Poids de la marche :  $25 \times \frac{0.17}{2} \times 1m = 2.125 \text{ KN/ml}$
- Poids des revêtements (carrelage, mortier + lit du sable) :  
 $(0.02 \times 22 \times 1m) + (0.02 \times 22 \times 1m) + (0.02 \times 18 \times 1m) = 1.24 \text{ KN/ml}$
- Poids du garde du corps :  $0.3 \times 1m = 0.3 \text{ KN/ml}$
- La charge totale de la paillasse :  $5.23 + 2.125 + 1.24 + 0.3 = 8.895 \text{ KN/ml}$

$$G_{\text{paillasse}} = 8.895 \text{ KN/ml}$$

##### ➤ la surcharge d'exploitation : Q =2 ,5KN/m.

##### • Palier :

- Poids propre du palier :  $25 \times 0.18 \times 1 = 4.5 \text{ KN/ml}$

- Poids propre du revêtement : 1.24KN/ml
- La charge totale du palier :  $4.5 + 1.24 = 5.74$  KN/ml
- la surcharge d'exploitation :  $Q = 2.5$  KN/m.

- **Les charges concentrées (mur):.**

Une charge concentrée (verticale) sur l'extrémité du palier due à la charge du mur (P).

$$P = (1.67 - 0.18) \times 2.36 \times 1 = 3.52 \text{ KN/ml}$$

### III.6.3.2 :Combinaison des charges et surcharges :

#### 1) État limite ultime : ELU

$$q_u \text{ paillasse} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 8.895 + 1.5 \times 2.5 = 15.75 \text{ KN/ml}$$

$$q_u \text{ palier} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.74 + 1.5 \times 2.5 = 11.49 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1.35 \times 3.52 \times 1 \text{ ml} = 4.75 \text{ KN/ml}$$

#### 2) État limite de service : ELS

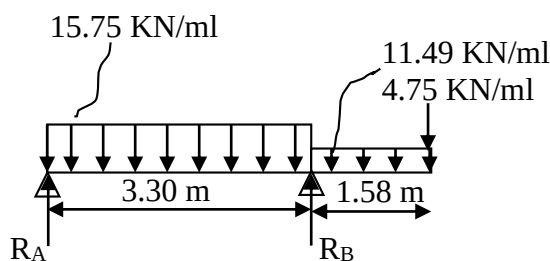
$$q_s \text{ paillasse} = G + Q = 11.39 \text{ KN/ml}$$

$$q_s \text{ palier} = G + Q = 8.24 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 1 \times 3.52 \times 1 \text{ ml} = 3.52 \text{ KN /ml}$$

### III.6.4 Calcul à l'ELU :

- **Le schéma statique :**



#### III.6.4.1 calcul des réactions :

$$\sum M/A=0 \Rightarrow R_B \times 3.3 = q_{upaillasse} \times 3.3 \times \frac{3.3}{2} + q_{upalier} \times 1.58 \times \left(3.3 + \frac{1.58}{2}\right) + 4.75 \times 4.88$$

$$R_B \times 3.3 = 15.75 \times 3.3 \times 1.65 + 11.49 \times 1.58 (3.3 + 0.79) + 23.18$$

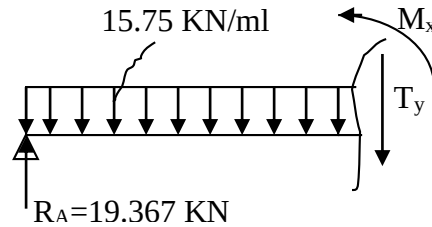
$$R_B = 55.51 \text{ KN}$$

$$\sum M/B=0 \Rightarrow R_A \times 3.3 = q_{upaille} \times 3.3 \times \frac{3.3}{2} - q_{upalier} \times 1.58 \times \left( \frac{1.58}{2} \right) - 4.75 \times 1.58$$

$$R_A \times 3.3 = 15.75 \times 3.3 \times 1.65 - 11.49 \times 1.58(3.3 + 0.79) - 7.505$$

$$R_A = 19.367 \text{ KN}$$

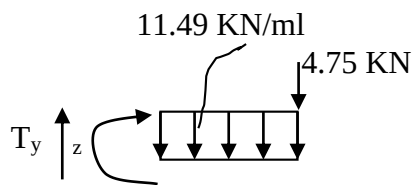
**1<sup>er</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 3.3 \text{ m}$



$$T_y = -15.75x + 19.367 \Rightarrow \begin{cases} \text{pour } x = 0 & \rightarrow T_y = 19.367 \text{ KN} \\ \text{pour } x = 3.3 \text{ m} & \rightarrow T_y = -32.608 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_z = 15.75 \frac{x^2}{2} - 19.367x \Rightarrow \begin{cases} \text{pour } x = 0 & \rightarrow M_z = 0 \\ \text{pour } x = 3.3 \text{ m} & \rightarrow M_z = 21.84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**2<sup>er</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 1.58 \text{ m}$



$$T_y = 11.49x + 4.75 \Rightarrow \begin{cases} \text{pour } x = 0 & \rightarrow T_y = 4.75 \text{ KN} \\ \text{pour } x = 1.58 \text{ m} & \rightarrow T_y = 22.9 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_z = 11.49 \frac{x^2}{2} + 4.75x \Rightarrow \begin{cases} \text{pour } x = 0 & \rightarrow M_z = 0 \\ \text{pour } x = 1.58 \text{ m} & \rightarrow M_z = 21.84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### III.6.4.2 Calcul du moment maximal :

$$T_y = -15.75x + 19.367$$

La distance correspondant au moment max est :  $x = \frac{19.367}{15.75} = 1.23 \text{ m}$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur  $x = 1.23 \text{ m}$ .

Donc :

$$M_{z(\max)} = -15.75 \frac{(1.23)^2}{2} + 19.367(1.23)$$

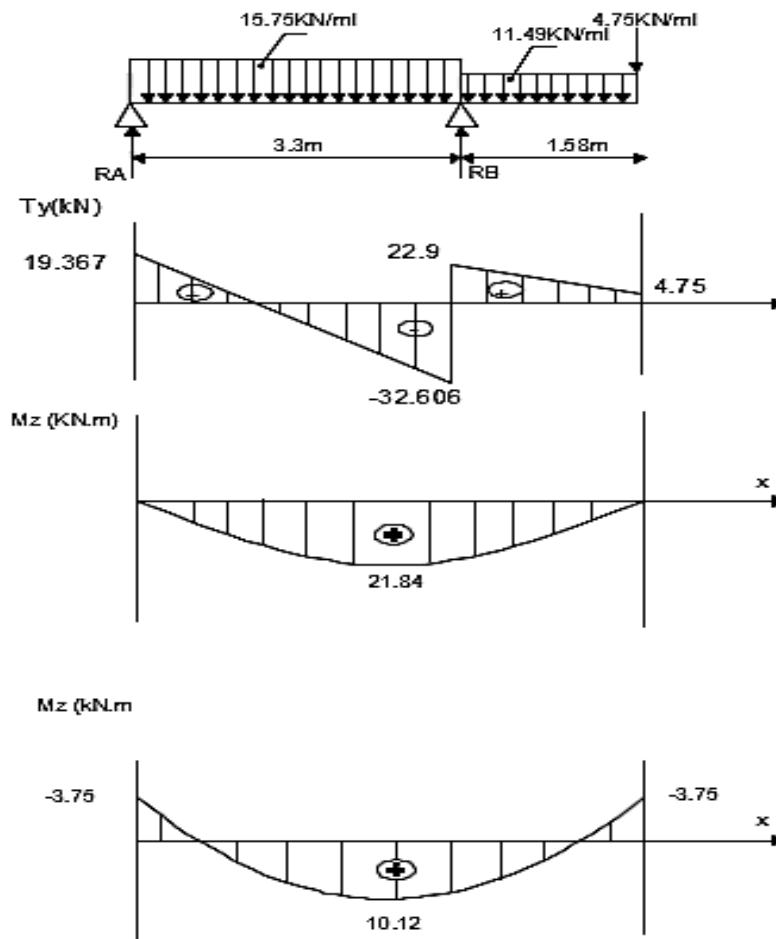
$$M_{z(\max)} = 11.91 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis :  $M_{ua} = -0.3 M_{z(\max)} = -3.57 \text{ KN.m}$

- en travées :  $M_{ut} = 0.85 M_{z(\max)} = 10.12 \text{ KN.m}$

### III.6.4.3 Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU :



### III.6.4.4 Calcul des armatures :

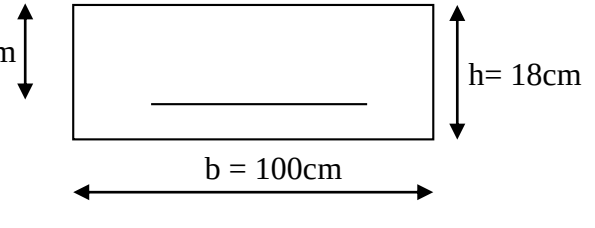
Le calcul se fera pour une bande de 1m en flexion simple.

#### ➤ Armatures principales :

##### - Aux appuis :

$$M_{ua} = 3.57 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3570}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.009 < 0.392$$

$$\Rightarrow \text{S.S.A}$$


$$\mu_a = 0.009 \Rightarrow \beta = 0.9955$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{3570}{0.9955 \times 16 \times 348} = 0.64 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA10** ( $A_a = 3.92 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

##### - En travées :

$$M_{ut} = 10.12 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{10120}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.027 < 0.392$$

$$\Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.027 \Rightarrow \beta = 0.9865$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{10120}{0.9865 \times 16 \times 348} = 1.84 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA10** ( $A_t = 3.92 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de  $S_t = 20 \text{ cm}$

#### ➤ Armatures de répartition :

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

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

On opte pour : **5HA8** ( $A_{rt} = 2.51 \text{ cm}^2$ ) , avec  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

### III.6.4.5 Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 16 \times \frac{2.1}{400} = 1.932 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :  $A_a = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2 \rightarrow$  **condition vérifiée**

- En travées :  $A_t = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2 \rightarrow$  **condition vérifiée**

#### ➤ Espacement des barres :

##### • Armatures principales :

- Aux appuis :  $e = 20 \text{ cm}$  }  $< \min \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \rightarrow$  **condition vérifiée.**

- En travées :  $e = 20 \text{ cm}$

#### ➤ Armatures de répartition :

- Aux appuis :  $e = 20 \text{ cm}$  }  $< \min \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \rightarrow$  **condition vérifiée.**

- En travées :  $e = 20 \text{ cm}$

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

$$T_{u \max} = 32.608 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{32608}{1000 \times 160} = 0.2038 \text{ MPa}$$

##### • Fissuration est peu préjudiciable:

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

$$\tau_u = 0.2038 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

#### c-Justification des sections d'appuis (BAEL 91, Art 5-1-3) :

$$A_s \geq \frac{T_{u \max}}{f_{bu} b} = \frac{32608}{348 \times 100} = 0.93 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.92 \text{ cm}^2 > 0.93 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3.14 \times 1 = 15.7 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{32608}{0.9 \times 160 \times 157} = 1.44 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

**e-Ancrage des barres (BAEL 91, Art-6-1-23) :**

- **Ancrage des barres aux appuis :**

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

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

**Forfaitairement :**  $L_s = 40\Phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$

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

$$L_a = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad L_a = 16 \text{ cm}$$

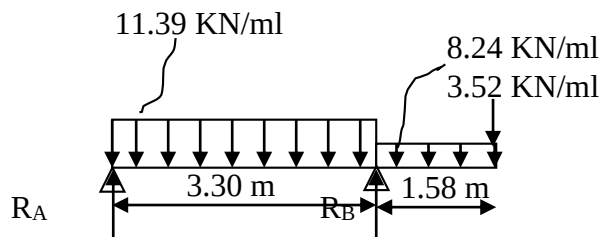
**III.6.5 Calcul à ELS :**

$$q_s \text{ paillasse} = 11.39 \text{ KN/ml}$$

$$q_s \text{ palier} = 8.24 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 3.52 \text{ KN /ml}$$

- **Le schéma statique :**



## III.6.5.1 calcul des réactions :

$$\sum M/A=0 \Rightarrow R_B \times 3.3 = q_{upaille} \times 3.3 \times \frac{3.3}{2} + q_{upalier} \times 1.58 \times \left(3.3 + \frac{1.58}{2}\right) + 3.52 \times 4.88$$

$$R_B \times 3.3 = 11.39 \times 3.3 \times 1.65 + 8.24 \times 1.58 (3.3 + 0.79) + 17.18$$

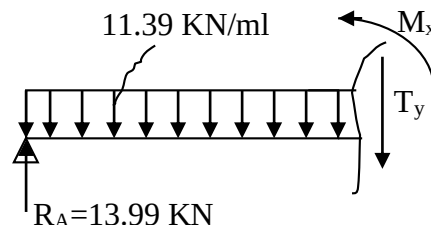
$$R_B = 40.13 \text{ KN}$$

$$\sum M/B=0 \Rightarrow R_A \times 3.3 = q_{upaille} \times 3.3 \times \frac{3.3}{2} - q_{upalier} \times 1.58 \times \left(\frac{1.58}{2}\right) - 3.52 \times 1.58$$

$$R_A \times 3.3 = 11.39 \times 3.3 \times 1.65 - 8.24 \times 1.58 \times 0.79 - 5.56$$

$$R_A = 13.99 \text{ KN}$$

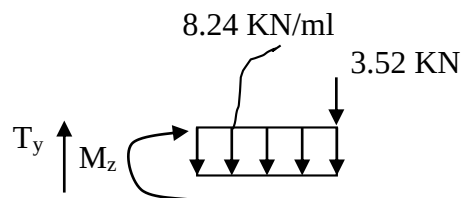
**1<sup>er</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 3.3 \text{ m}$



$$T_y = -11.39x + 13.99 \Rightarrow \begin{cases} \text{pour } x = 0 & \rightarrow T_y = 13.99 \text{ KN} \\ \text{pour } x = 3.3 \text{ m} & \rightarrow T_y = -23.59 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_z = 11.39 \frac{x^2}{2} - 13.99x \Rightarrow \begin{cases} \text{pour } x = 0 & \rightarrow M_z = 0 \\ \text{pour } x = 3.3 \text{ m} & \rightarrow M_z = 15.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**2<sup>er</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 1.58 \text{ m}$



$$T_y = 8.24x + 3.52 \Rightarrow \begin{cases} \text{pour } x = 0 & \rightarrow T_y = 3.52 \text{ KN} \\ \text{pour } x = 1.58 \text{ m} & \rightarrow T_y = 16.54 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_z = 8.24 \frac{x^2}{2} + 3.52x \Rightarrow \begin{cases} \text{pour } x = 0 & \rightarrow M_z = 0 \\ \text{pour } x = 1.58 \text{ m} & \rightarrow M_z = 15.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### III.6.5.2 Calcul du moment maximal :

$$T_y = -11.39x + 13.99$$

La distance correspondant au moment max est :  $x = \frac{13.99}{11.39} = 1.23 \text{ m}$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur  $x = 1.23 \text{ m}$ .

Donc :

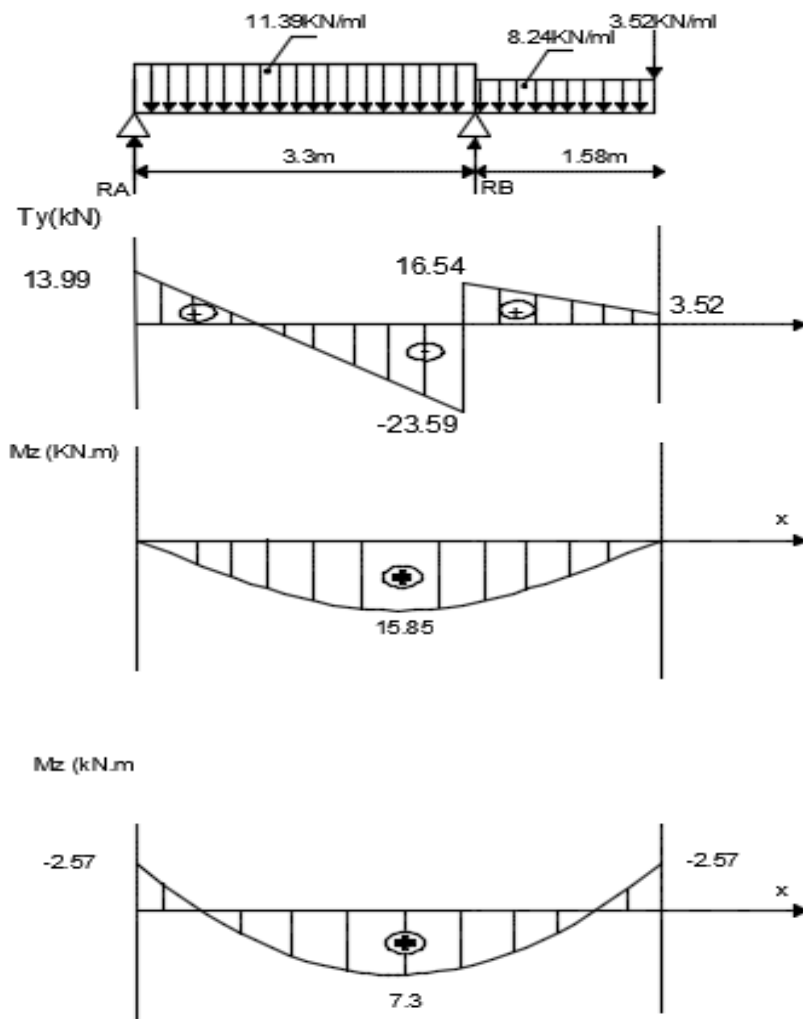
$$M_{z(\max)} = -11.39 \frac{(1.23)^2}{2} + 13.99(1.23)$$

$$M_{z(\max)} = 8.59 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis :  $M_{ua} = -0.3 M_{z(\max)} = -2.57 \text{ KN.m}$
- en travées :  $M_{ut} = 0.85 M_{z(\max)} = 7.3 \text{ KN.m}$

### III.6.5.3 Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS :



### III.6.5.4 Vérification à l'ELS :

#### b-Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

$$M_t = 0.85M_{z(\max)} = 0.85 \times 8.59 = 7.3 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- **En travées :**  $A_{st} = 3.92 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b.d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 16} = 0.245$$

$$\rho_1 = 0.245 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0.921 \quad , \quad K_1 = 48.29$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{7.3 \times 10^6}{392 \times 0.921 \times 160} = 126.37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{126.37}{48.29} = 2.61 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Aux appuis :**

$$A_a = 3.92 \text{ cm}^2$$

$$M_a = 0.3M_{z(\max)} = 2.57 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 16} = 0.245$$

$$\rho_1 = 0.245 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0.921 \quad , \quad K_1 = 48.29$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{2.57 \times 10^6}{392 \times 0.921 \times 160} = 44.49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{44.49}{48.29} = 0.92 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### c-Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.18}{4.88} = 0.0368 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \quad \text{condition non vérifiée}$$

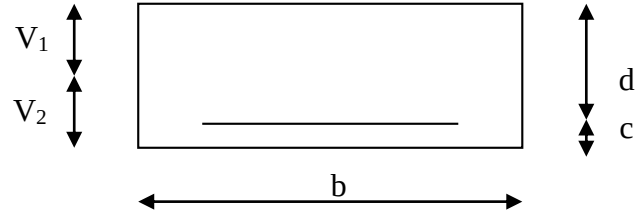
$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.18}{4.88} = 0.0368 < \frac{38.73}{10 \times 45.57} = 0.0849 \quad \Rightarrow \quad \text{condition non vérifiée}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.92}{100 \times 16} = 0.00245 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche :

$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_0} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4880}{500} = 9.76 \text{ mm}$$

Avec :  $f_i$  : flèche due aux charges instantanées,



$E$  : Module de la déformation instantanée.

$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} \quad \text{ou} \quad E_i = 11000 \sqrt{f_{c28}} = 32164.195 \text{ MPa}$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - c)^2 \quad V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

$$B_0 : \text{Aire de la section homogénéisée ; } B_0 = b \times h + 15A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d}{b \cdot h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 3.92 \times 16}{100 \times 18 + 15 \times 3.92} = 9.221 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.221 = 8.779 \text{ cm}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{100}{3} (9.221^3 + 8.779^3) + 15 \times 3.92 (8.779 - 2)^2$$

$$I_0 = 51390.058 \text{ cm}^4$$

En remplaçant tous les coefficients trouvés précédemment ; on aura une valeur de la flèche :

$$f = \frac{7.3 \times 10^6 \times 4880^2}{10 \times 32164.19 \times 51390.058 \times 10^4} = 1.05 \text{ mm}$$

Donc  $f = 1.05 \text{ mm} < \bar{f} = 9.76 \text{ mm} \rightarrow$  **condition vérifiée**

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91, Art A.5.34**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer

## III.6.6 : Ferrillage :

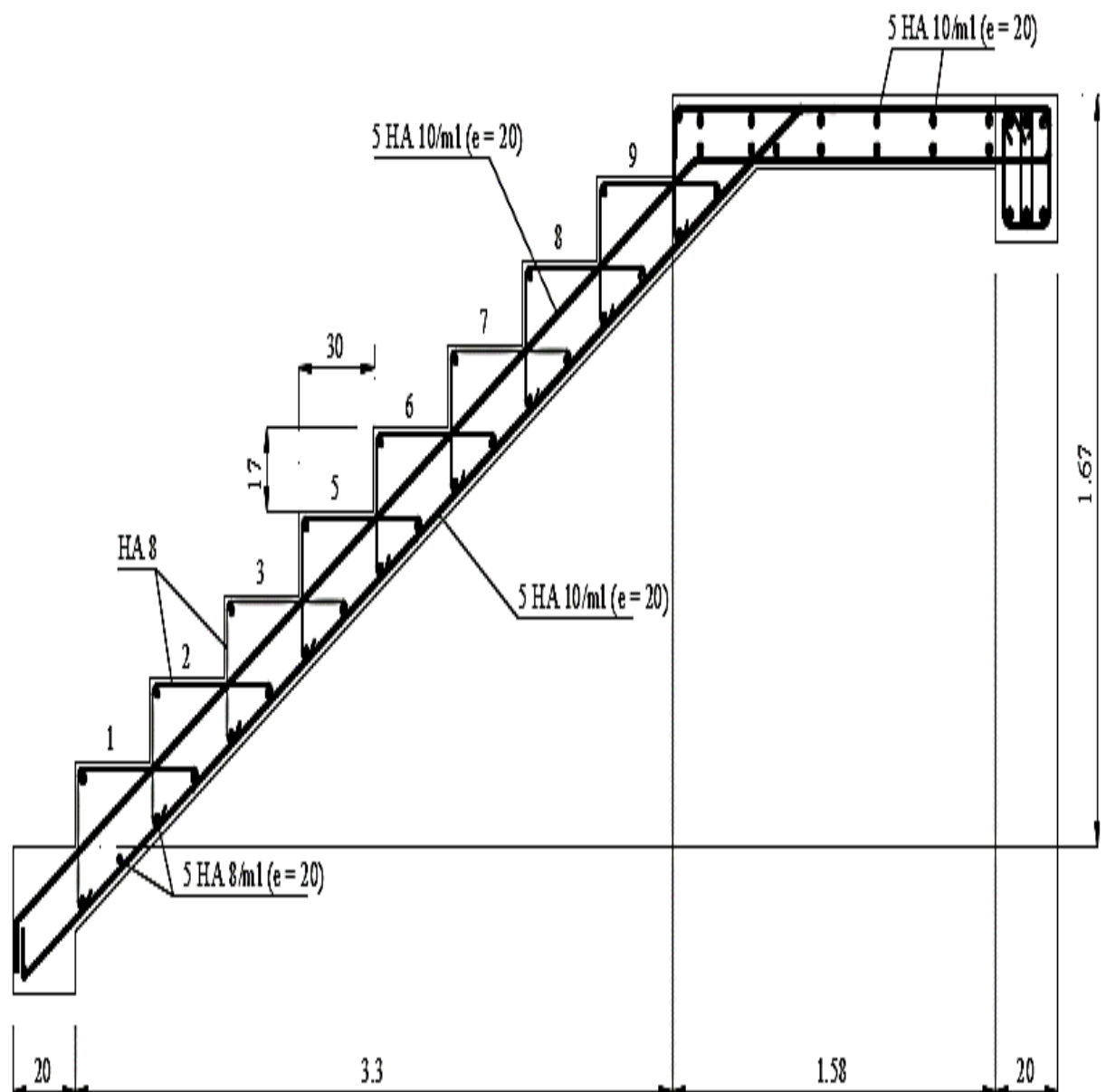
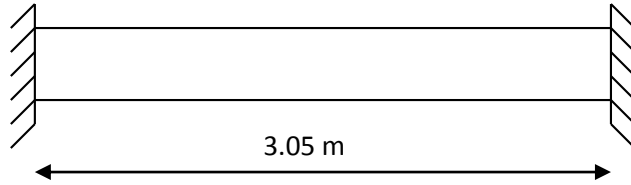


Figure III.6.2 :Schéma de ferrillage des escaliers

### III.7 La poutre palière :

La poutre palier est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et les réactions du palier, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux sa portée max est de 3.05 m.



FigVIII.1 : Schéma de la poutre palière

#### III.7.1 Pré dimensionnement :

##### 1. Hauteur de la poutre :

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

$$\frac{305}{15} \leq h \leq \frac{305}{10} \rightarrow 20.33 \leq h \leq 30.5$$

Selon le RPA99(modifiée en 2003) :  $h \geq 30\text{cm}$

On optera pour  $h = 30\text{cm}$

##### 2. La largeur :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

Selon le RPA99(modifiée en 2003) :  $b \geq 20\text{cm}$

$$\frac{h}{b} < 4$$

On optera pour  $b=20\text{ cm}$

Donc la poutre aura pour dimension (20x30)

##### ❖ Vérification des conditions du RPA :

$h = 30\text{ cm} \geq 30\text{ cm} \rightarrow$  condition vérifiée

$b = 20\text{ cm} \geq 20\text{ cm} \rightarrow$  condition vérifiée

$\frac{h}{b} = 1.5 < 4 \rightarrow$  condition vérifiée

### III.7.2 Charges revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre :  $G_p = 0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.5 \text{ KN/ml}$

La réaction du palier a l'ELU :  $R_u = 32.608 \text{ KN}$

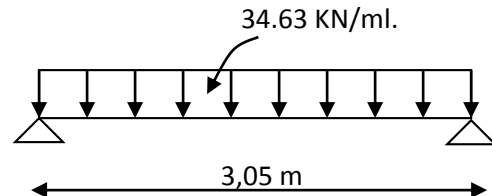
La réaction du palier a l'ELS :  $R_s = 23.59 \text{ KN}$

### III.7.3 Calcul à l'ELU :

#### a) Calcul des efforts internes :

$$q_u = 1.35G + R_u$$

$$q_u = 1.35 \times (1.5) + 32.608 = 34.63 \text{ KN/ml}$$



- **Moment isostatique :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{34.63 \times 3.05^2}{8} = 40.26 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{34.63 \times 3.05}{2} = 52.81 \text{ KN}$$

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{up} = -0.3M_u = -12.078 \text{ KN.m}$$

$$M_{ut} = 0.85M_u = 34.22 \text{ KN.m}$$

## b) Diagramme du moment et de l'effort :

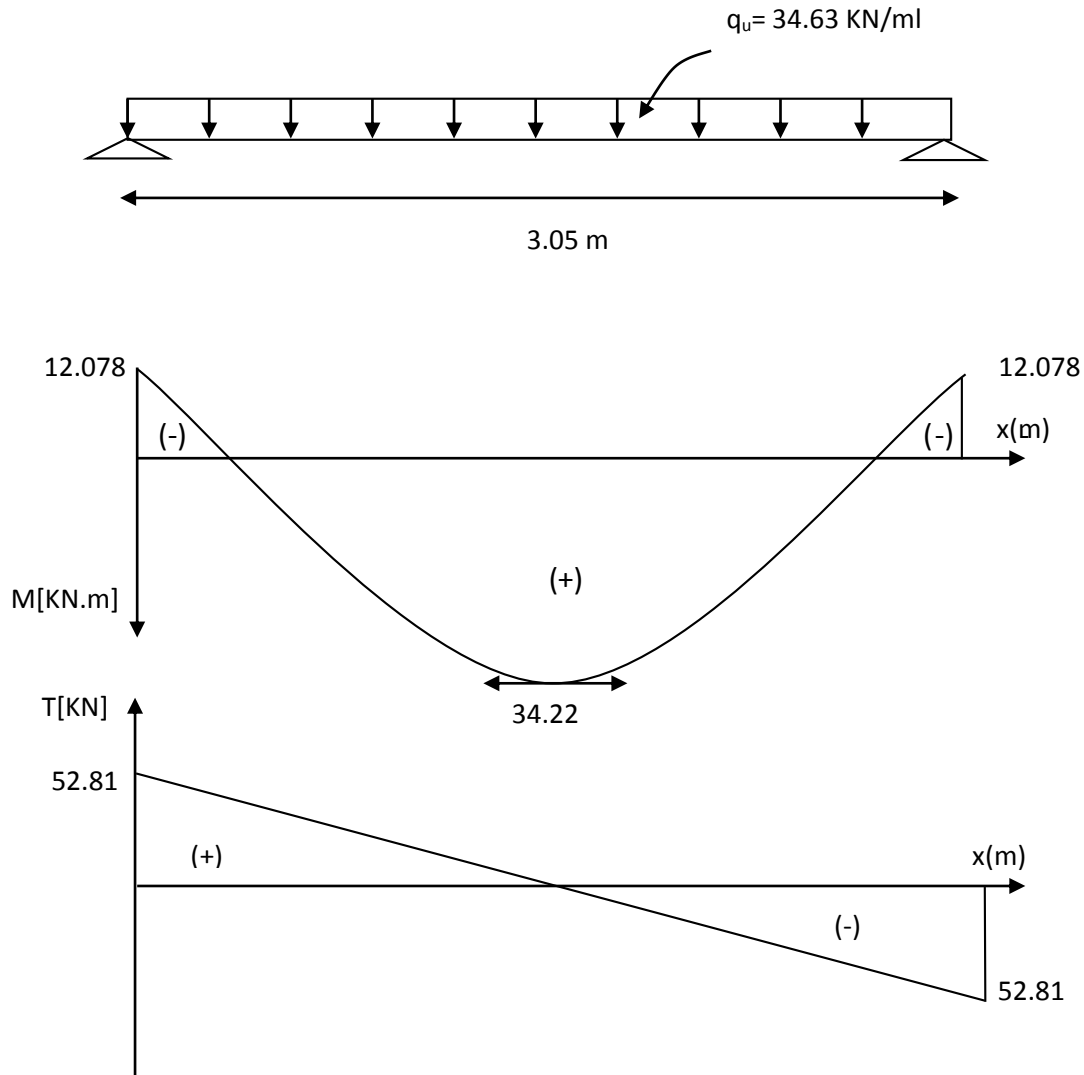


Figure III.7.2 : Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant

## c) Ferraillage :

- En travées :  $h = 30 \text{ cm}$  ;  $d = 28 \text{ cm}$  ;  $c = 2 \text{ cm}$  ;  $b = 20 \text{ cm}$ .

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{34.22 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0.153$$

$$\mu_t = 0.153 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.153 \Rightarrow \beta = 0.9165$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{34.22 \times 10^3}{0.9165 \times 28 \times 348} = 3.83 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_t = 3 \text{ HA } 14 = 4.62 \text{ cm}^2$

• Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} = \frac{12.078 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14.2} = 0.054 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.054 \Rightarrow \beta_1 = 0.972$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12.078 \times 10^3}{0.972 \times 28 \times 348} = 1.27 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_a = 3 \text{ HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2$

### III.7.3.1 Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art-A-4.2, 1 BAEL):

$$A_{min} = 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 20 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.6762 \text{ cm}^2$$

a) En travée :  $A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.6762 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

b) Aux appuis :  $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.6762 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

b) Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art-5-1-2-1 BAEL) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}\} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{52.81 \times 10^3}{200 \times 280} = 0.94 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.94 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

**c) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art. 5.1.3.2, BAEL):****1) Influence sur les aciers :**

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \left( 52.81 + \frac{-12.078}{0.9 \times 0.28} \right) = 0.014 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.014 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**2) Influence sur le béton :**

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

$$0.4b \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 200 \times 0.9 \times 280 \times \frac{25}{1.5} = 336 \text{ KN} > T_u = 57.59 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**d) Vérification de l'adhérence aux appuis :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \times f_{t28}$$

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.304 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{52.81 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 11.304 \times 10} = 1.85 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \Psi \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.88 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**e) Les armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12 ; 8.57 ; 2 \} = 8.57 \text{ mm}$$

On prend  $\emptyset t = 8 \text{ mm}$

$$A_{rt} = \pi \emptyset^2 / 4 = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{rt} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

**f) Ecartement des barres :**

D'après le **RPA2003 Art 7 .5.2.2**, l'espacement est donné selon deux zones :

**1) En zone nodale :**

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow S = \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{2.01}{0.003 \times 20} = 33.5 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi \right\} = \min \{ 7,5 \text{ cm} ; 14.4 \text{ cm} \}$$

On prend :  $S_t = 7 \text{ cm}$

**2) En zone courante :**

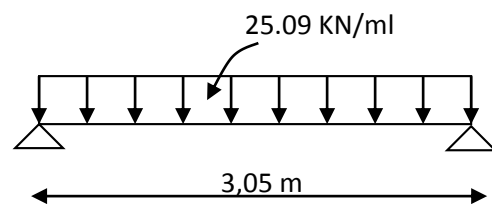
$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \text{ Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

### III.7.4 Calcul à l'ELS :

**a) Combinaison des charges :**

$$q_s = G + R_s$$

$$q_s = 1.5 + 23.59 = 25.09 \text{ KN/ml}$$



**- Le moment isostatique :**

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{25.09 \times 3.05^2}{8} = 29.17 \text{ KN}$$

**- L'effort tranchant :**

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{25.09 \times 3.05}{2} = 38.26 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi-encastrement :

$$M_{sa} = -0.3M_s = -8.751 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0.85M_s = 24.794 \text{ KN.m}$$

b) Diagramme du moment et de l'effort :

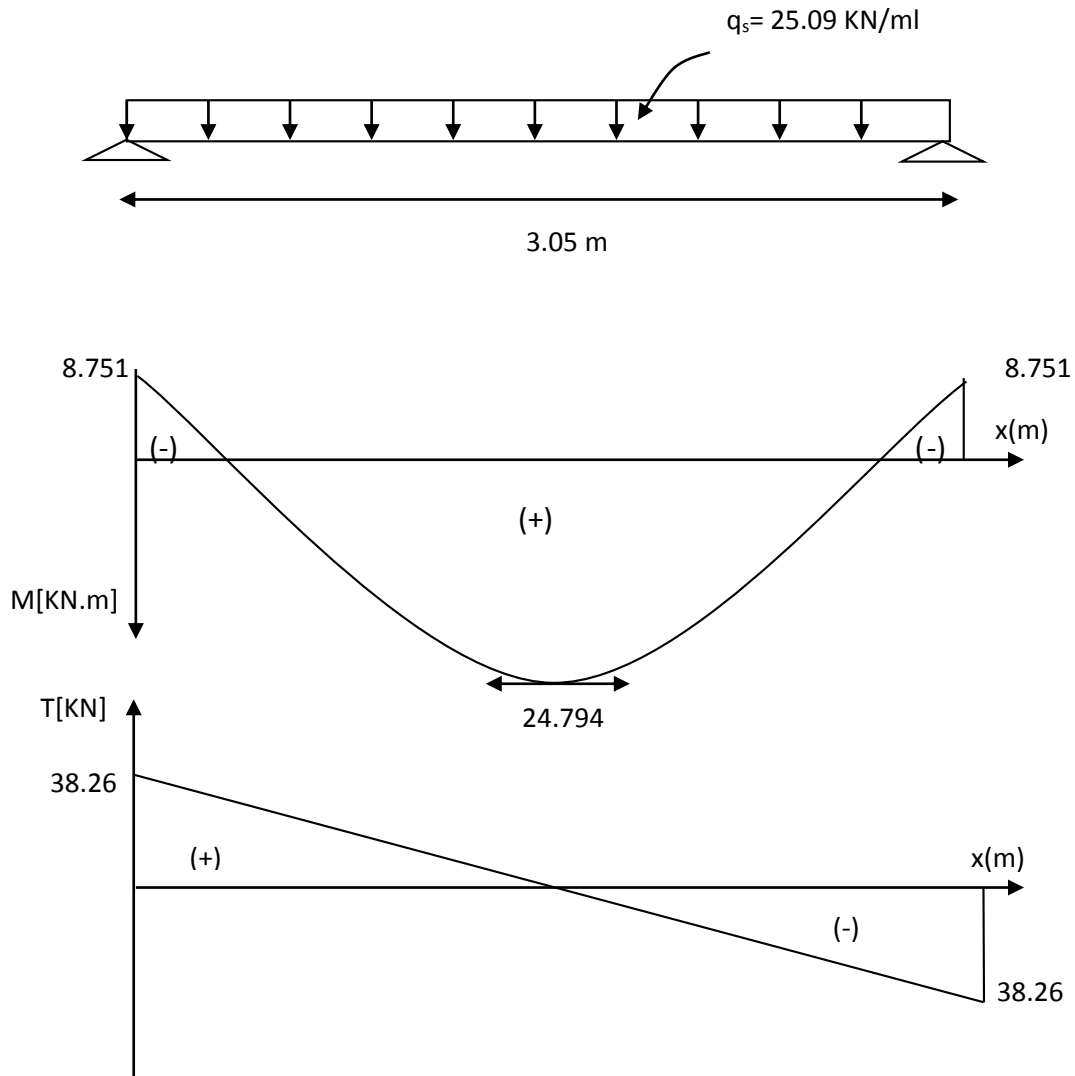


Figure III.7.3 : Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant

c) Vérification des contraintes :

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

- **En travées :**  $A_{st} = 4.62 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b.d} = \frac{100 \times 4.62}{20 \times 28} = 0.825$$

$$\rho_1 = 0.825 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0.8705 \quad K_1 = 23.61$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{24.794 \times 10^6}{462 \times 0.8705 \times 280} = 220.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{220.18}{23.61} = 9.32 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Aux appuis :**

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 28} = 0.605$$

$$\rho_1 = 0.605 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0.885 \quad , \quad K_1 = 28.48$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{8.751 \times 10^6}{339 \times 0.885 \times 280} = 104.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{104.17}{28.48} = 3.65 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### d) Vérification de la flèche :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.30}{3.05} = 0.098 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.30}{3.05} = 0.098 > \frac{24.794}{10 \times 29.17} = 0.085 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{4.62}{20 \times 28} = 0.00825 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

#### e) Etat limite de déformation :

La fissuration étant peu nuisible  $\Rightarrow$  la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

## III.7.5 Plan de ferrailage de la poutre palière :

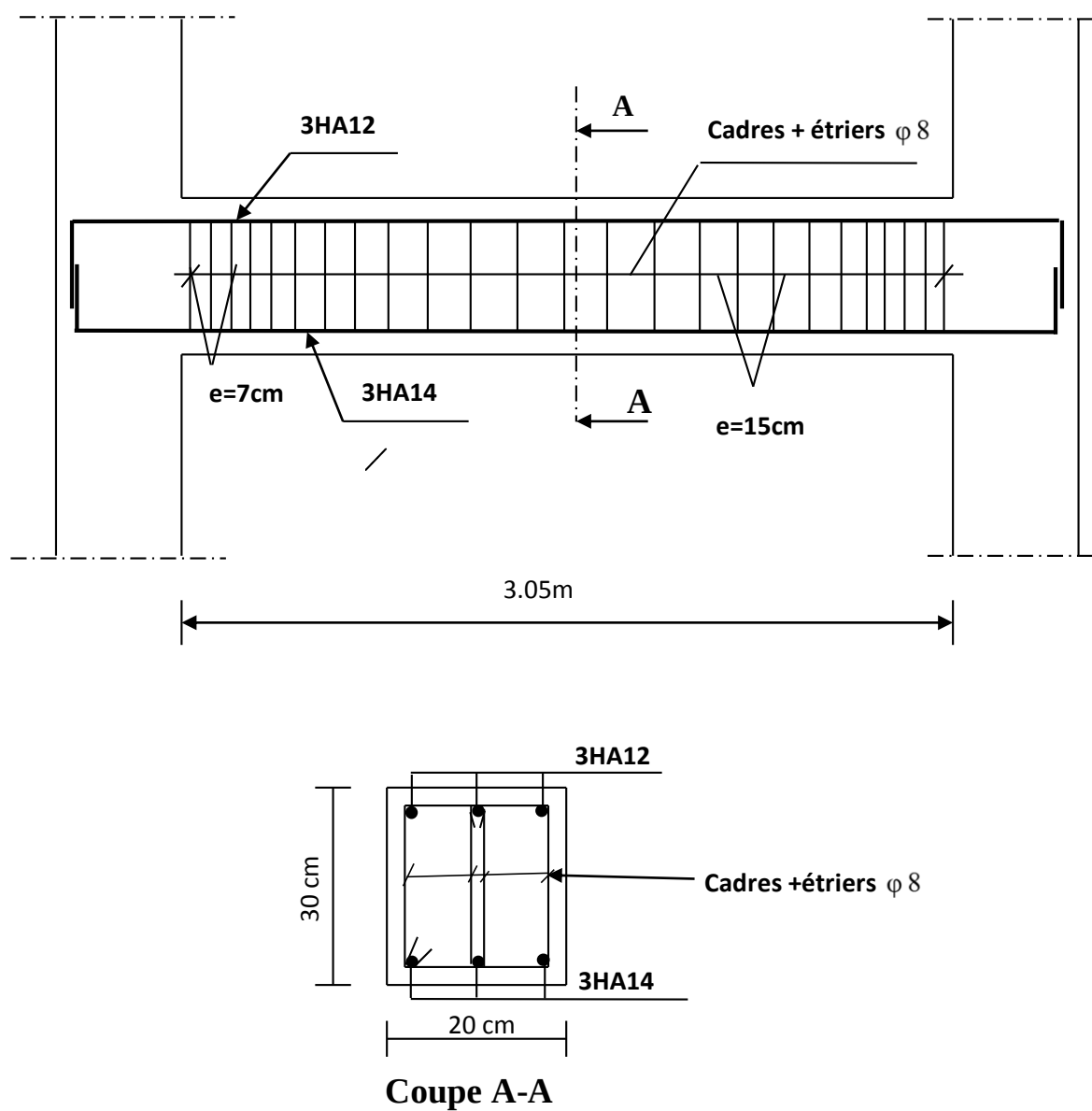


Figure III..7.4 : Plan de ferrailage de la poutre palière.

# Chapitre IV

## Modélisation et vérification des exigences du RPA

## **IV Présentation du logiciel ETABS et vérification des exigences de l’RPA :**

### **IV.1 : Introduction :**

Le séisme est un phénomène naturel, correspondant à des secousses qui se propagent sous forme d’ondes, qui à leurs tours, engendrent un mouvement du sol libérant une énergie de déformation. En présence du phénomène sismique, le bâtiment sera considéré comme un système à plusieurs degrés de liberté.

Etant donné que notre structure est implantée à Tizi-Ouzou, (zone (II a) selon le classement du RPA 99 /2003), l’étude au séisme s’avère un passage obligatoire. A cause des nombreuses pertes causées par les séismes, l’étude du comportement de la construction sous action dynamique ainsi que la garantie antisismique de la structure s’impose comme une nécessité absolue du point de vue socio-économique.

Ce chapitre consiste à analyser et vérifier les exigences du RPA à l’aide du logiciel ETABS, 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.
- 7- L’excentricité.
- 8- La période.

### **IV.2 : Description de l’ETABS :**

L’ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d’ingénieries, particulièrement. Il permet en même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d’élément autorisant l’approche du comportement de ces structures.

L’ETABS offre de nombreuses possibilités d’analyse des effets statique et dynamique avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le poste processeur graphique facilite l’interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les Champs de contraintes, les modes propres de vibration etc

- **Rappel : (terminologie)**

**Grid line** : ligne de grille. Joints : nœuds.

**Frame** : portique (cadre).

**Shell** : voile. Elément : élément.

**Restraints** : degrés de liberté (DDL).

**Loads** : charge.

**Uniformed loads** : point d'application de la charge.

**Define** : définir.

**Material** : matériaux.

**Concrete** : béton.

**Steel** : acier.

**Frame section** : coffrage.

**Column** : poteau.

**Beam** : poutre.

### IV. 3 : Manuel d'utilisation du l'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version **ETABS V.9.7.4** Pour choisir l'application



ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS.

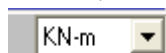
### Etapes de modélisation :

#### ❖ Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

#### a) Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans L'ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et les déplacements.



### b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **file** puis **New model** ou bien (**ctrl+n**). Cette option permet de créer rapidement un modèle régulier, en utilisant des exemples de structures prédéfinis dans la base de données.

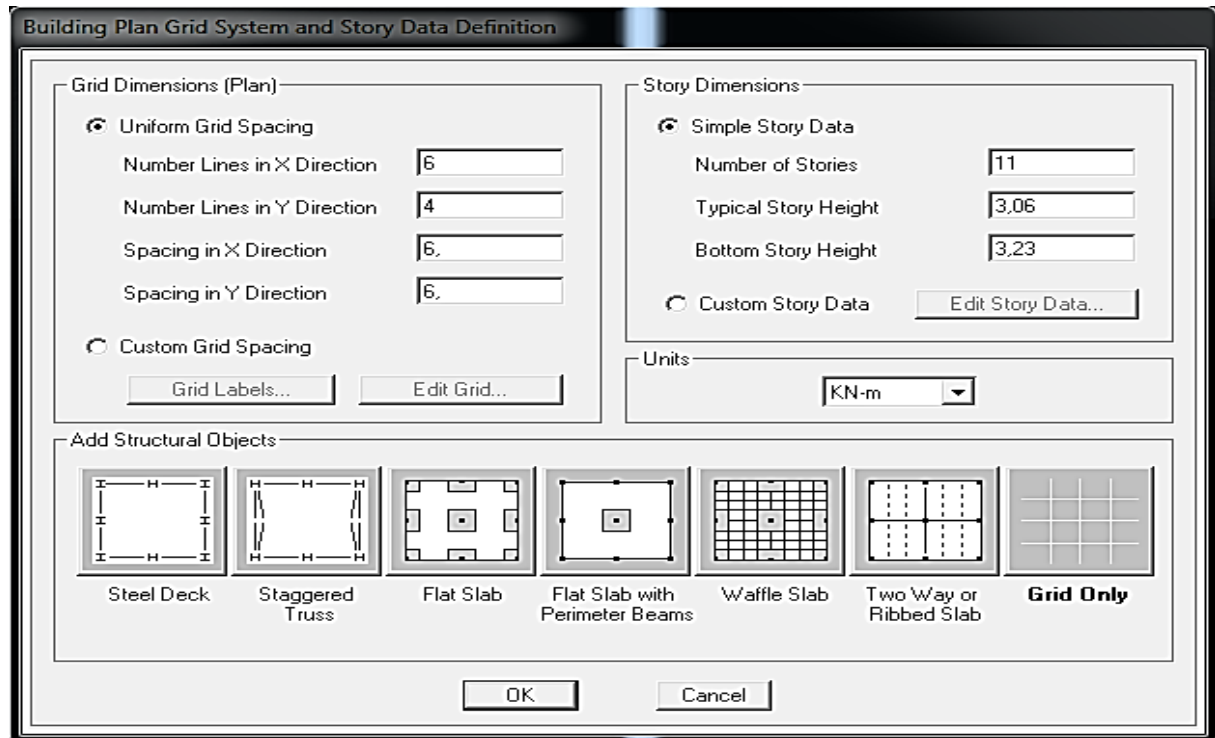


Figure IV.1 :Géométrie de base

Pour une construction en Auto-Stable .on choisit la première icône, dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nombre des lignes dans la direction X (**Number lines in X direction**)
- Le nombre des lignes dans la direction Y (**Number lines in Y direction**)
- Nombre de travées dans le sens de Y (**Number of bays along Y**)
- Hauteur d'étage (**story High**)
- Langueur de travée dans le sens de X (**Spacing in X direction**) (Entre axes)
- Langueur de travée dans le sens de Y (**Spacing in Y direction**) (Entre axes)
- Le nombre d'étage (**Number of stories**)
- la hauteur d'étage courant (**typical story High**)
- La hauteur d'étage en bas (RDC) (**bottom story hight**)

### c) Modification de la géométrie de base :

L'ETABS place automatiquement le repère à l'origine de la structure mais nous pouvons le déplacer et en le met au centre de la structure et ce à partir de menu (**View-change axes location**) une boîte de dialogue sera apparaître, dans cette dernière en peut déplacer notre repère dans n'importe quelle position en injectant des valeurs des coordonnées x, y et z.

La boîte de dialogue suivante apparaît :

**Figure IV.2 : Interface d'introduction des données générales.**

L'interface ci-dessus permet d'introduire :

- le nombre d'axes,
- le nombre de niveaux,
- la hauteur du RDC et des étages courants.

Dans le cas où les travées sont de longueurs différentes, les options **Custum Grid Spacing** et **Edit Grid** permettent d'accéder à l'interface ci-dessous qui permet la modification des longueurs des entre-axes.

Pour modifier les hauteurs et les longueurs il faut que pour chaque élément correspond une ligne de grille, pour cela nous traçons une nouvelle grille ; en double cliquant sur n'importe qu'elle grille ; on aura une boîte de dialogue-on coche la case spacing, et introduire les longueurs de chaque travée dans les deux directions, enfin on valide avec OK.

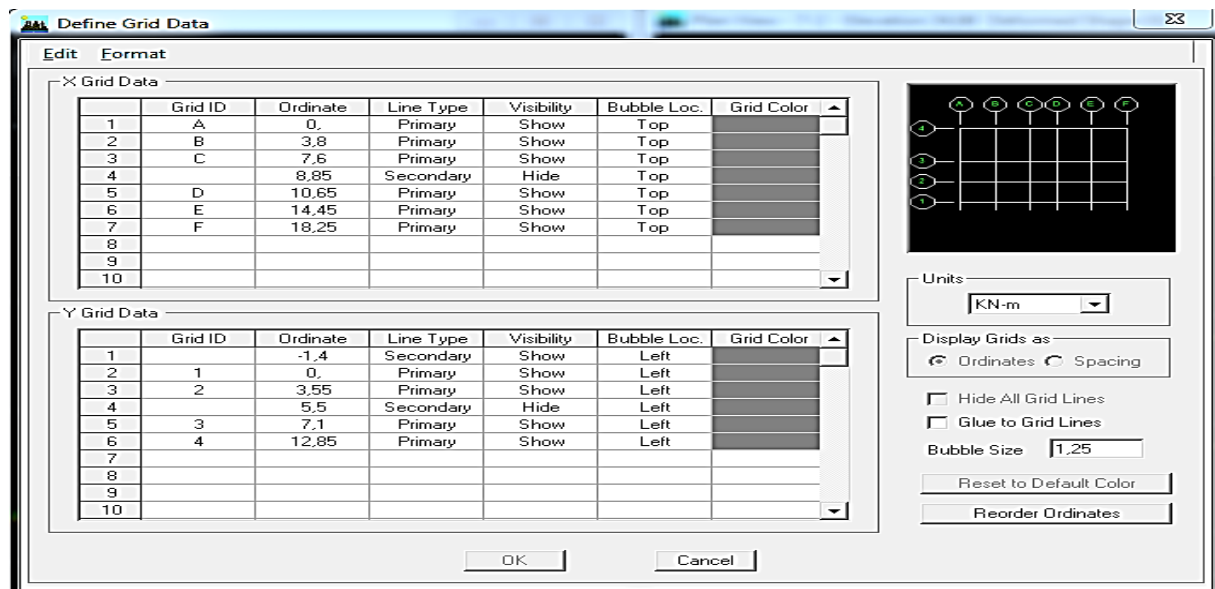


Figure IV.3 : Interface de modification des entre-axes.

De même manière, si les hauteurs d'étages ne sont pas constantes, les options **Custom Story Data** et **Edit Story Data** permettent la correction des hauteurs d'étages introduites précédemment

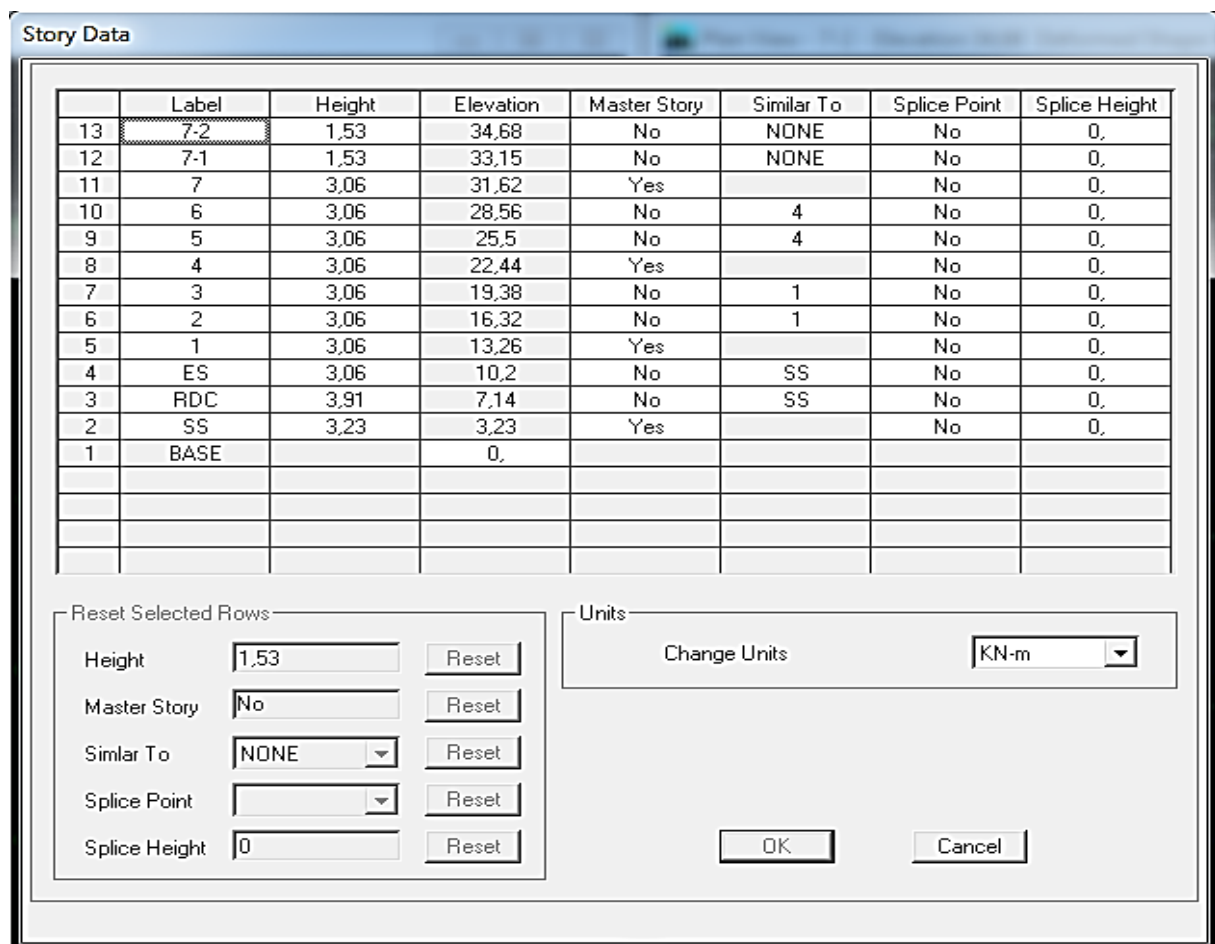


Figure IV.4 : Interface de modification des hauteurs d'étages.

❖ **Deuxième étape :**

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define**→**Material proprietes** nous sélectionnons le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure Suivante :

The dialog box titled "Material Property Data" is used to define the mechanical properties for the material "CONC". It is divided into several sections:

- Material Name:** CONC
- Display Color:** A color selection box showing a light blue color.
- Type of Material:** Radio buttons for ☒ Isotropic and ☐ Orthotropic.
- Type of Design:** A dropdown menu set to "Concrete".
- Analysis Property Data:**
  - Mass per unit Volume: 2.5
  - Weight per unit Volume: 25.
  - Modulus of Elasticity: 32164200.
  - Poisson's Ratio: 0.2
  - Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06
  - Shear Modulus: 13401750.
- Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):**
  - Specified Conc Comp Strength,  $f'_c$ : 25000.
  - Bending Reinf. Yield Stress,  $f_y$ : 400000
  - Shear Reinf. Yield Stress,  $f_{ys}$ : 400000
  - ☐ Lightweight Concrete
  - Shear Strength Reduc. Factor: (empty field)

Buttons for "OK" and "Cancel" are at the bottom.

**a) Choix des sections :**

Il existe une multitude de sections prédéfinies dans ETABS. Il est possible par exemple, choisir parmi une longue liste de profils en acier qui contient toutes les informations pour une section donnée. Pour les constructions en béton armé comme les sections ne sont pas "standard", Il faut d'abord définir des nouvelles propriétés de section pour les poutres et poteaux. Il faut ensuite les assigner aux éléments correspondants.

The dialog box titled "Define Frame Properties" is used to define or select frame properties. It contains:

- Properties:** A list of properties with a search field "Type in property to find:". The list includes:
  - A-CompBm (highlighted)
  - A-GravBm
  - A-GravCol
  - A-LatBm
  - A-LatCol
  - A-TrChdw10
  - A-TrChdw12
  - A-TrChdw14
  - A-TrWeb8
  - A-TrWeb10
  - A-TrWeb12
- Click to:**
  - Import I/Wide Flange (dropdown)
  - Add Rectangular (dropdown)
  - Modify/Show Property...
  - Delete Property

Buttons for "OK" and "Cancel" are at the bottom.

### b) Définition des sections :

Dans le menu déroulant choisir : **Define** puis **Frame sections** comme nos sections sont rectangulaires on choisit dans la liste d'ajout de section : **Add rectangular** (dans la deuxième liste à droite de la boîte).

La boîte de dialogue suivante permet de définir la géométrie de la section :

-Nom de la section **Section Name**

-choisir dans la liste des matériaux **Concrete** qui veut dire béton : **Material-CONC**

-Hauteur : **Depth**

-Largeur : **width**

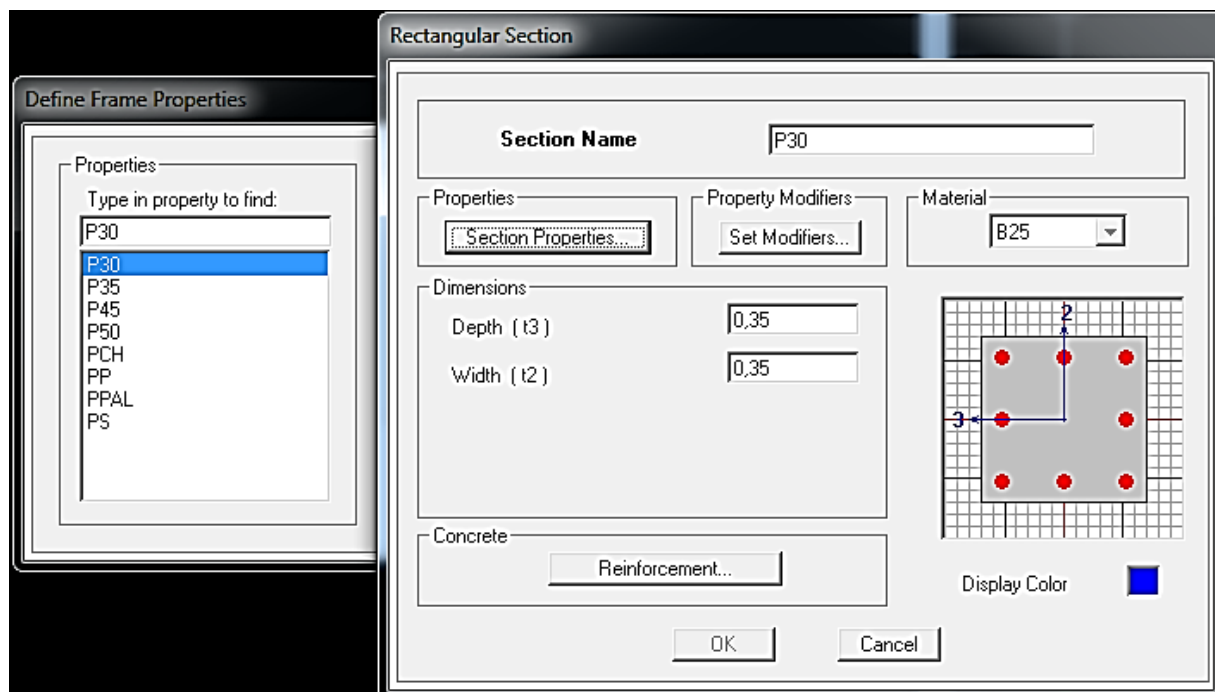


Figure IV.5 : Introduction des dimensions des poteaux

### c) Affectation des sections aux éléments des portiques :

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :

-Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en utilisant l'outil de sélection rapide dans la barre d'outil flottante  qui permet de sélectionner plusieurs éléments à la fois en traçant une droite avec la souris.

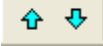
-Dans la barre d'outil nous cliquons sur  où **Assing-Frame-sections**

-On aura une boîte de dialogue qui est celle de **Define Frame sections** et dans la liste on choisit **Frame section –Name** : on choisit la section appropriée aux éléments

Sélectionnés et on valide avec **OK**. On refait le même travail jusqu'à dimensionner tous les éléments de l'ossature. On peut ajouter un ou plusieurs éléments pour la structure en les traçant.

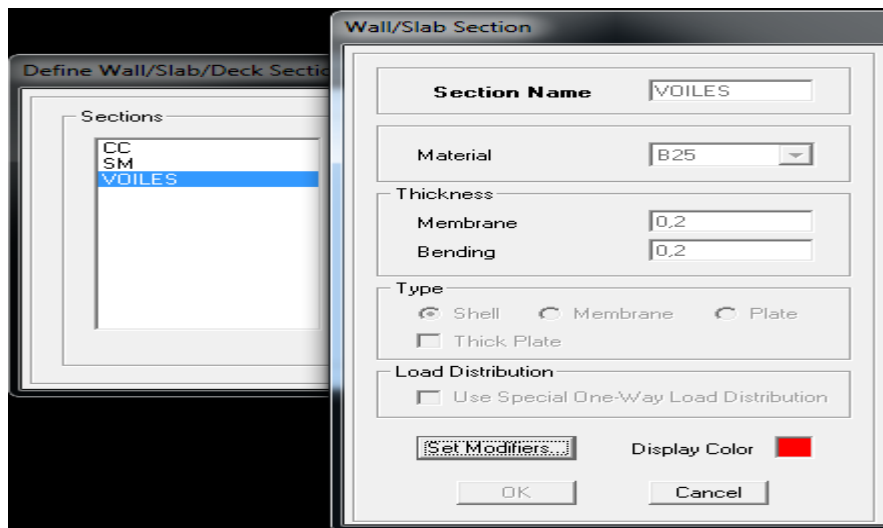
- Cliquer sur  ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera tracé entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement ça dépend de la ligne visée (un seul clique suffira pour le tracer).

-Pour tracer librement l'élément on choisit  et en clique sur le point de départ ensuite sur le point final il faut seulement que ces points soient des croisements de lignes.

**NB :** pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils .

#### d) Définition des voiles :

**Define –Wall/slab/deck section.** Cliquez sur **Add New wall**, une nouvelle fenêtre va apparaître ; là où il faut introduire un nom pour la section du voile et son épaisseur.

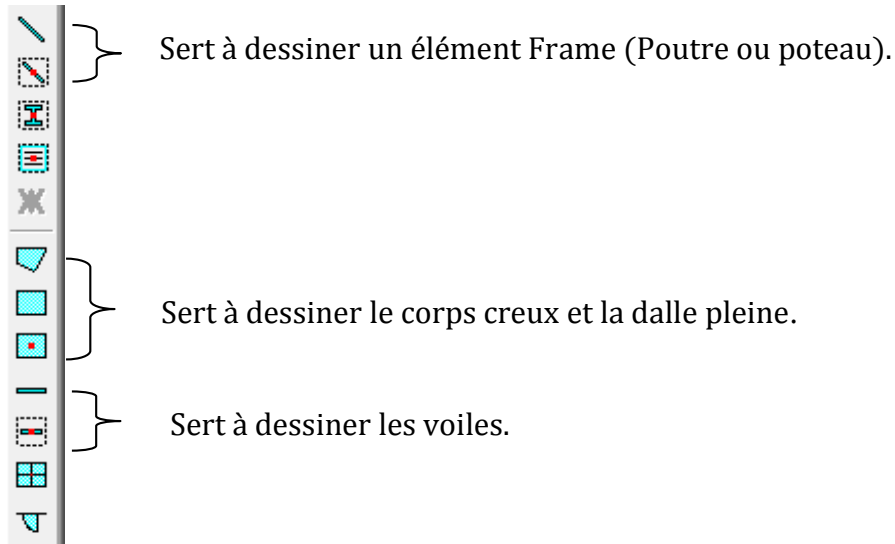


**-Pour rajouter des voiles :**

-cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticales et deux horizontales dans la fenêtre de travail.

-Pour tracer le voile librement on choisit .

-Pour affecter **Shell sections** au voile : sélectionner le voile et cliquer sur  et choisir la section correspondante dans la liste de **Define Shell Sections**.



### ❖ Troisième étape :

La troisième étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, etc..) pour la structure à modéliser.

#### a) Appuis : (restraints)

-Sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y, en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris.

-On attribue des appuis (**restraints**) avec le menu

**Assign/point**, puis **Restraints (support)**, ou en cliquant sur .

-cliquer sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparaît (encastrement à la base des portiques pour les structures en B.A)

-ce menu peut être utilisé pour attribuer n'importe quelle combinaison de degrés de liberté à un nœud quelconque

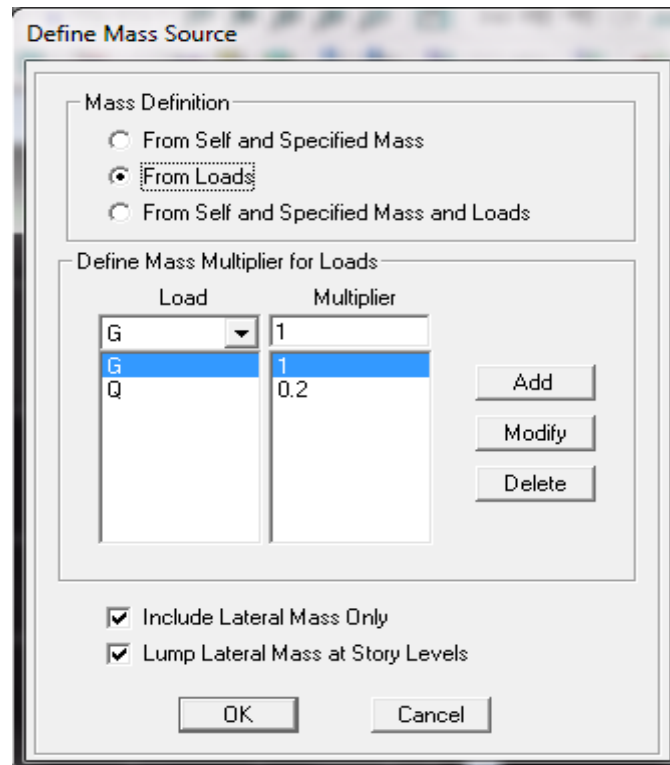
- pour les autres nœuds :

#### b) Masse-Source (masse revenant à chaque plancher) :

La masse des planchers est supposée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notion de **Masse Source**

- pour créer ces masses on passe par **difine** puis **masse source** une fenêtre sera apparaître

- on donne la valeur 1 pour la charge permanente.



❖ **Remarque :**

Le modèle va prendre les charges permanentes et d'exploitations comme des charges réparties en cochant la case **from load**

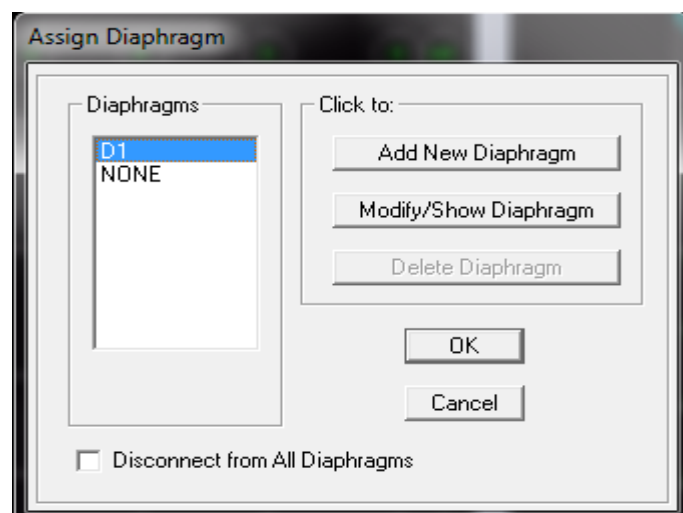
**d) diaphragmes (constraints) :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigide ; on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à son nœud maître de sorte qu'ils forment un Diaphragme, pour cela :

- sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y. dans le menu déroulant :

**Assigne/pointnt – rigide diaphragm**

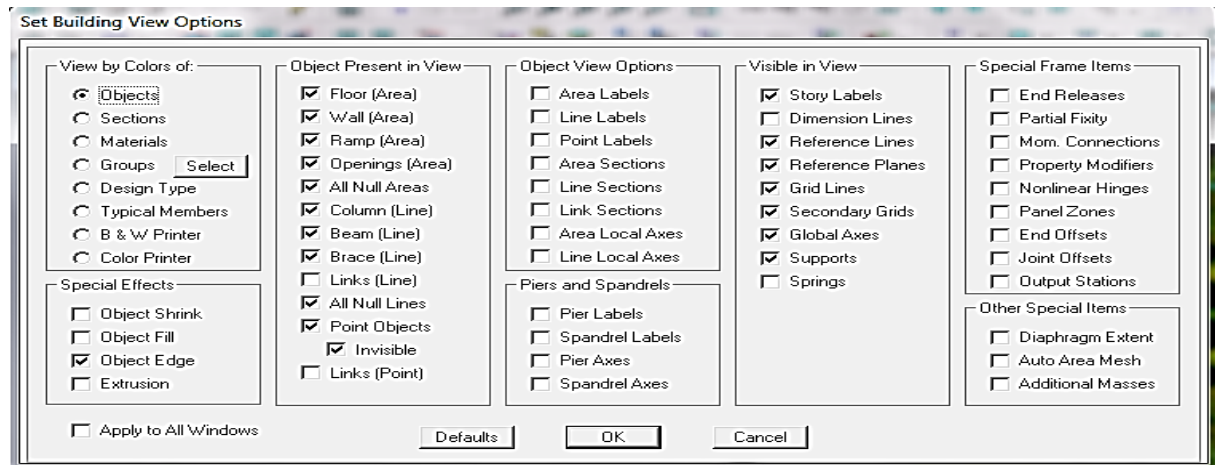
- on choisit **Add diaphragm** →



-on va appeler cette **D1** : ETAGE 1.

- on refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va appeler D2 et ainsi de suite pour tous les autres plancher.

Il est possible d'afficher différentes informations (numéros de nœuds d'éléments. etc.) alors sélectionné la fenêtre 3D du modèle puis cliqué sur l'icône **Set elements** .



Nous pouvons choisir les options d'affichages suivantes :

- nom des poutres et poteaux et les numéros des nœuds (labels)
- restraints : d d 1
- constraints : diaphragme...etc.
- Masses
- Axes locaux
- Section des éléments
- Hide pour faire cacher l'élément ...etc.

#### ❖ Quatrième étape :

La quatrième étape consiste à définir les charges appliquées sur la structure à modéliser.

### A) charge statique :

#### A.1) définition des charges statiques :

Choisir dans le menu déroulant : **Define** → **Static load cases**

- pour les charges permanentes : entrer **G** comme nom (**Load**) et **DEAD** comme type et 1 comme multiplication interne (Self weight multiplier) et cliquer sur **add new Load**.

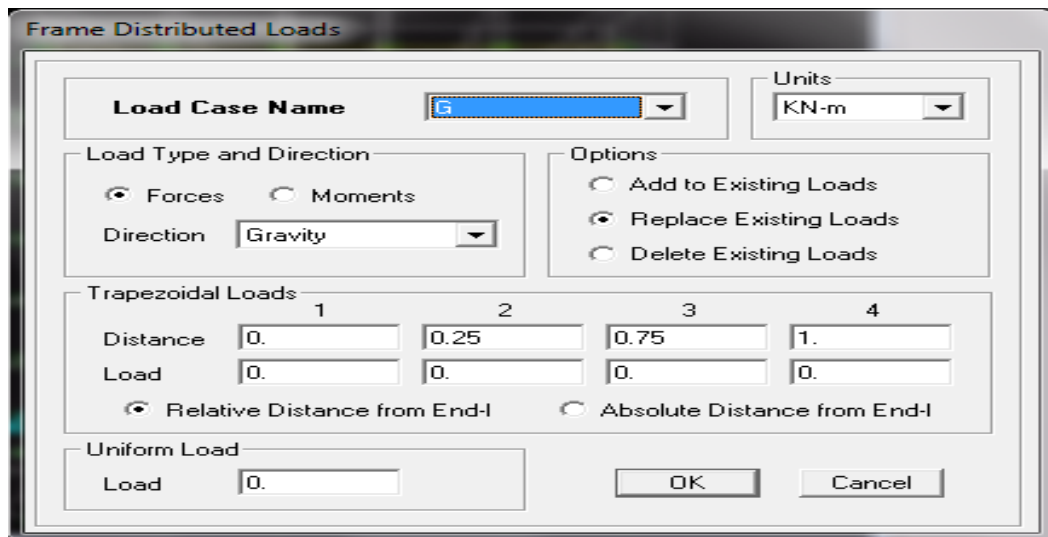
- Pour les surcharges : **Q** comme nom et **live** pour type et **0** comme coefficient interne ( **Add new load**) – OK.



### A.2) chargement :

Après la sélection de l'élément à charger, on clique sur  et  qui se trouve dans la barre d'outil dans la boîte de dialogue qui apparaît. On aura à spécifier :

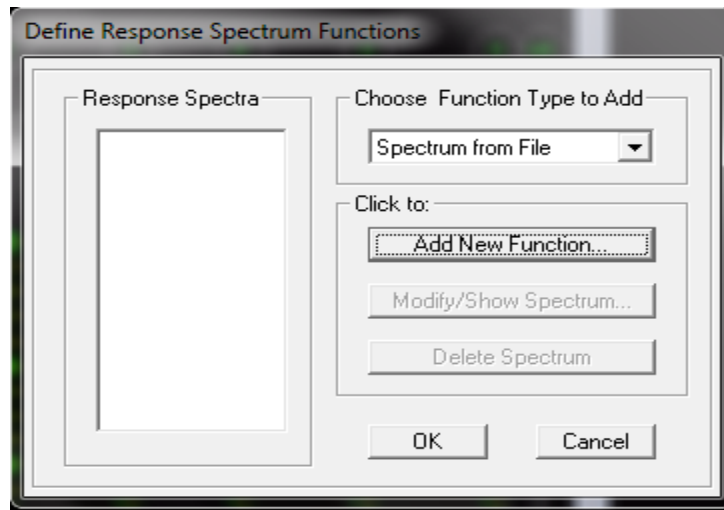
- Le nom de la charge
- son type (force ou moment)
- sa direction
- La valeur et le point d'application, enfin on valide avec OK (pour annuler on clique sur cancel).



### B) charge sismique :

#### B.1) Spectre de réponse :

**Define** → **Réponse Spectrum function** → **from file** puis on introduit le nom de la fonction → on clique sur **Add Spectrum**



### Remarque :

On peut introduire le spectre sous forme de fichier texte c'est-à-dire avec une extension .txt :

Cliquer sur **Add Spectrum from file**

Cliquer sur **File** et chercher le fichier texte qui contient le spectre qu'on a préparé bien avant avec les programmes appropriés comme celui conçu par le CGS, donnant le spectre de réponse du RPA99, ce fichier doit seulement comporter les valeurs de T et de l'accélération (deux colonnes). Cocher **period and values** puis sur **OK**.

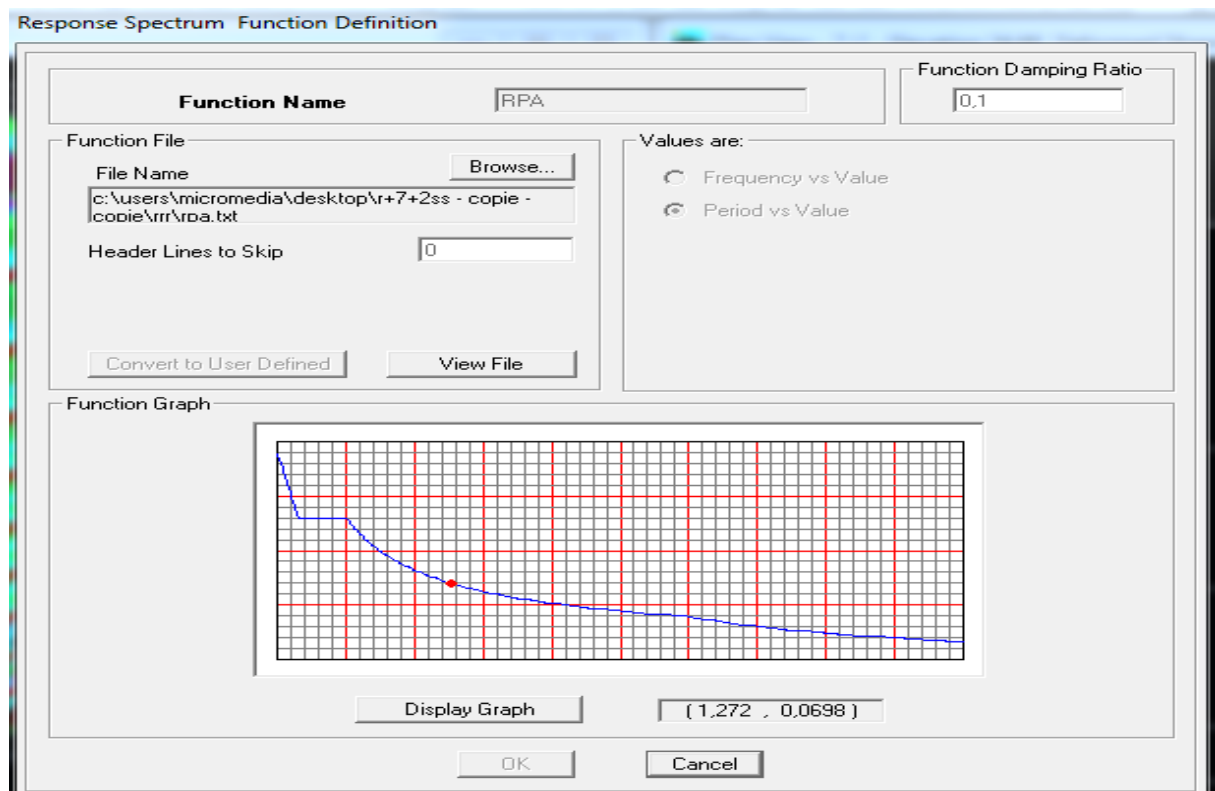
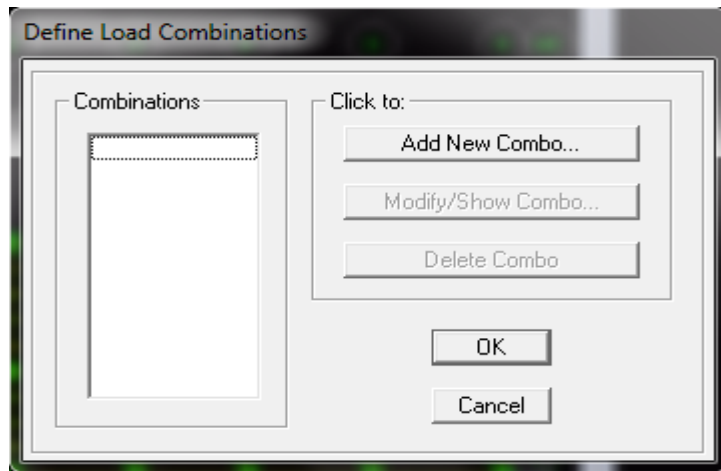


Figure IV.6 : Introduction de RPA

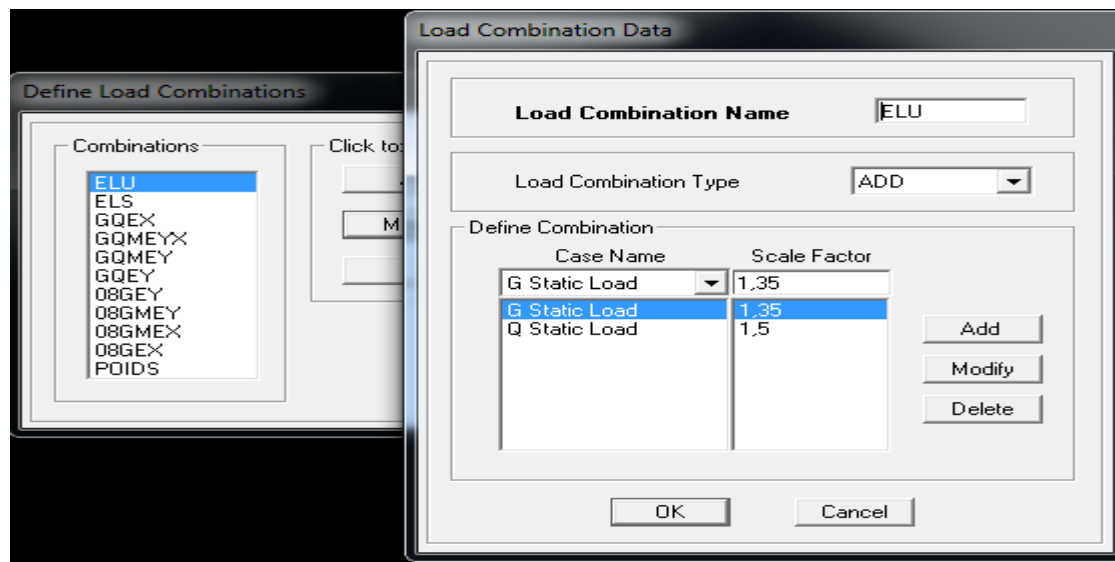
❖ Cinquième étape :

La cinquième étape consiste à spécifier les combinaisons de charges

**Define → Load combination**



Puis on clique sur **Add new Combo**



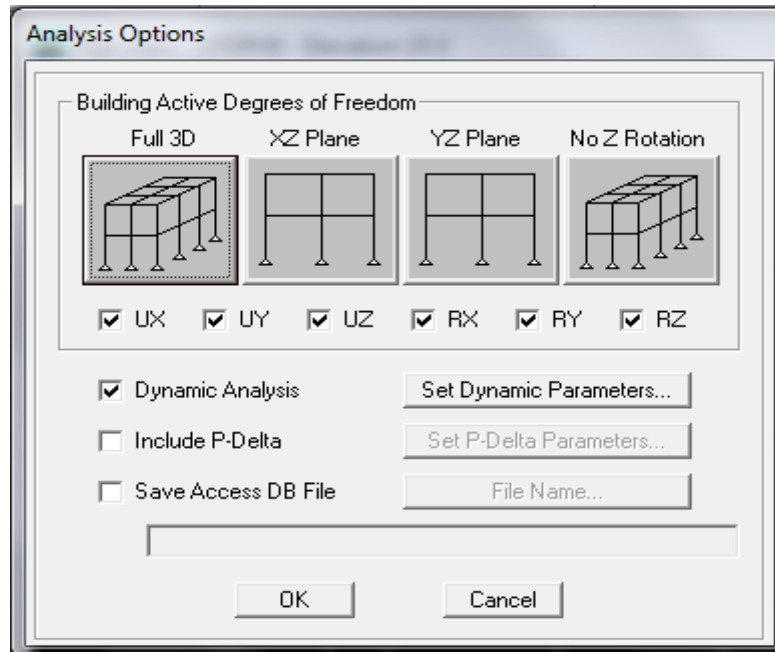
Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir Cliquer sur **Add new Combo**, on aura à introduire : Le nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients par exemple l'**ULU (1.35G + 1.5Q)**.

- choisir **G** dans Case Name et introduire **1.35** dans Scale Factor et cliquer sur Add.
- choisir **Q** dans Case Name et introduire **1.5** dans Scale Factor et cliquer sur Add
- Valider avec **OK** et on revient à la fenêtre de **Define → Load combination**.
- Pour définir le coefficient d'une autre combinaison on refait le même travail.
- Pour modifier le coefficient d'une charge on clique sur **modify**.
- Pour modifier une combinaison : sélectionner la combinaison et cliquer sur **Modify**.

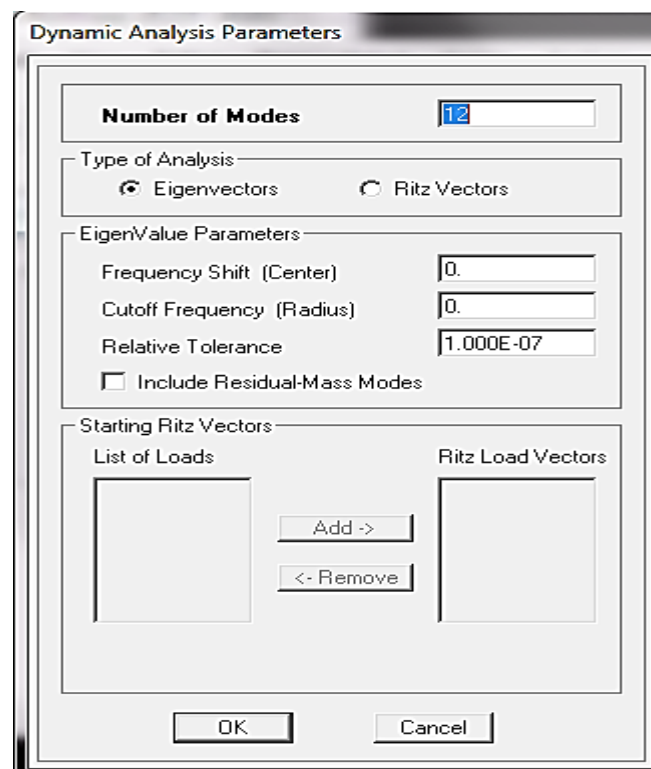
## ❖ Sixième étape :

La sixième étape consiste à démarrer l'exécution du problème mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier les modes propres en conciliation et la création d'un fichier et l'indication de son contenu.

Modes de vibration : Analyze → Set analysis Options



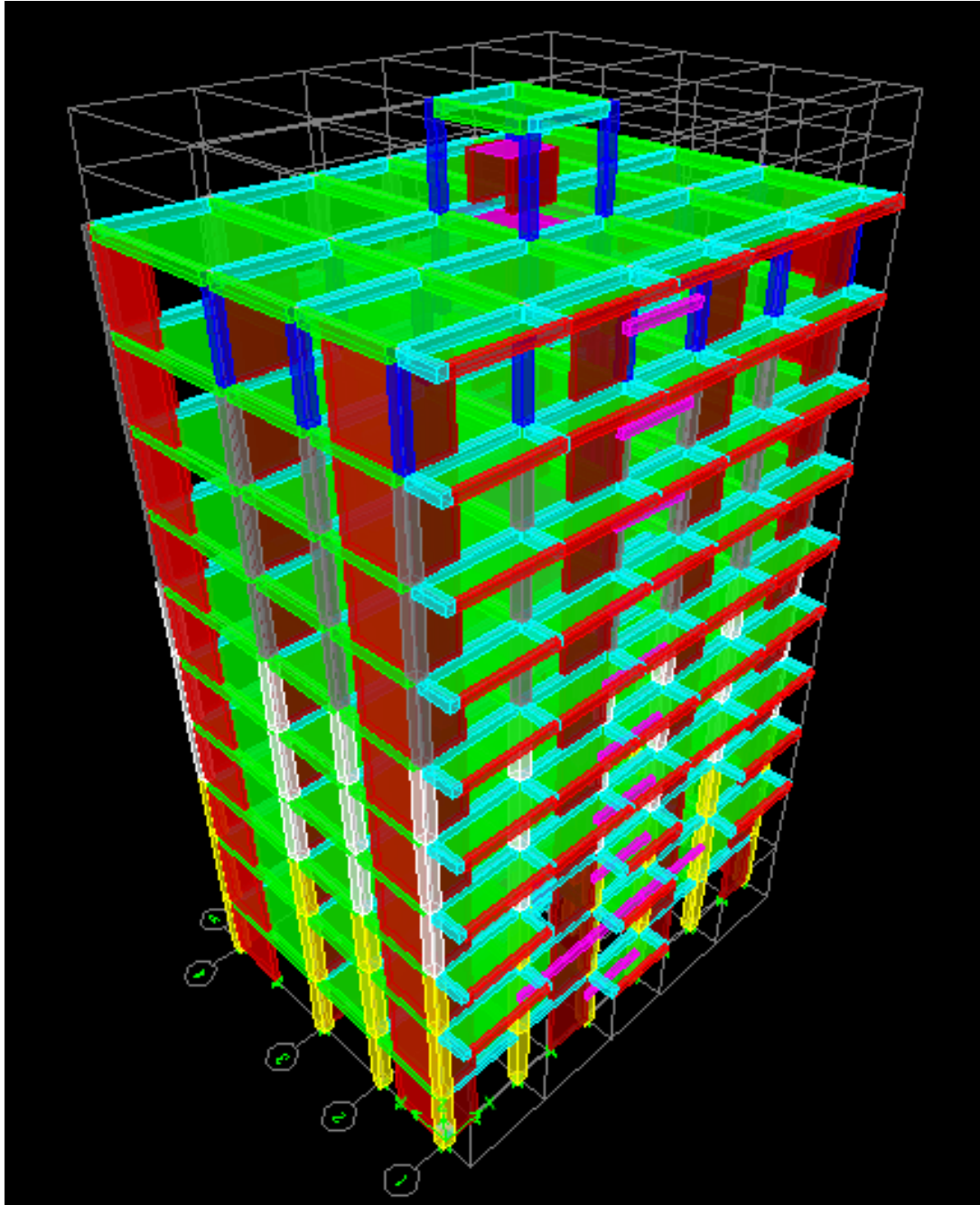
Cocher **Dynamie Analysis** et cliquer sur **Set Dynamie parameters** →



On spécifie le nombre de modes à prendre en considération là où s'est écrit **Nombre of modes** et on valide avec **OK**. Valider une autre fois dans la fenêtre de **Analysis option**.

**Exécution :**

**Analyze**→**Run** (F5), ou cliquer sur  L'ETABS va demander un nom pour le Fichier c'est-à-dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement chose qui peut être bien avant avec : **File**→**Save as**.



## IV.2 VERIFICATION DES EXIGENCES DU RPA :

### IV.2.1 La période : (Art4.2.4 /RPA99 version 2003) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{(3/4)} \quad (\text{Article 4-6 /RPA99, version 2003})$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$C_T$  : Coefficient ; fonction du système de contreventement, du type de remplissage  
(Tableau 4-6/RPA99version 2003).

| Mode | Period   | UX      | UY      | SumUX   | SumUY   | RZ      |
|------|----------|---------|---------|---------|---------|---------|
| 1    | 0,880563 | 0,0789  | 70,5416 | 0,0789  | 70,5416 | 0,0418  |
| 2    | 0,768167 | 72,4228 | 0,0787  | 72,5017 | 70,6202 | 0,1933  |
| 3    | 0,616694 | 0,1765  | 0,0434  | 72,6783 | 70,6636 | 71,1815 |
| 4    | 0,229324 | 0,0002  | 15,6905 | 72,6784 | 86,3541 | 0,0136  |
| 5    | 0,214219 | 13,5488 | 0,0013  | 86,2272 | 86,3553 | 0,0396  |
| 6    | 0,162606 | 0,0697  | 0,0183  | 86,2969 | 86,3736 | 15,1246 |
| 7    | 0,101261 | 0,2262  | 5,091   | 86,5231 | 91,4647 | 0,0156  |
| 8    | 0,097585 | 4,875   | 0,3318  | 91,3982 | 91,7964 | 0,0187  |
| 9    | 0,080893 | 0,1572  | 0,3777  | 91,5554 | 92,1741 | 0,0231  |
| 10   | 0,071323 | 0,0091  | 0,0004  | 91,5645 | 92,1745 | 5,5992  |
| 11   | 0,059341 | 0,8596  | 1,0249  | 92,4241 | 93,1994 | 0,005   |
| 12   | 0,056985 | 0,9658  | 1,5781  | 93,3899 | 94,7775 | 0,0017  |

Tableau IV.2.1 : Période et participation massique

La période analytique est tirée du tableau donné par le logiciel ETABS :

$$T_{\text{analytique}} = 0.880 \text{ sec}$$

La première formule empirique donne :

$$T_{RPA} = 0.05(34,68)^{\frac{3}{4}} = 0,714$$

Après avoir calculé la période empirique  $T_{RPA}$  il aura lieu de la majorer de 30% :

$$T_{maj} = T_{RPA} + 0.3 T_{RPA}$$

$$T_{maj} = 0,714 \times 1,3 = 0,929$$

$$T = 0,714 \text{ s} < T_{\text{etabs}} = 0,880 \text{ s} < T_{\text{majorée}} = 0,929 \text{ s} \quad \text{La période est vérifiée.}$$

### IV.2.2 Pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, 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 **.(article 4.3.4 RPA99 version 2003).**

D'après la figure ..... On n'a le résultat suivant :

- ❖ Les 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> mode sont des modes de translation.
- ❖ Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.
- ❖ On doit retenir les 8 premiers modes pour que la masse atteigne les 90% (**Art 4.3.4 selon RPA.99**). d'où la condition du RPA est vérifiée.

### IV.2.3 Déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 (art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 (art 4-43) :

$$\Delta K = R \delta_{ek}$$

Avec :

: déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion) .

**R** : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau " k " par rapport au niveau " k-1 " est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

| Story | Diaphragme | UX     | $\delta_k - \delta_{k-1}$ | UY     | $\delta_k - \delta_{k-1}$ | $h_e$ | $1\%h_e$ | Observation        |
|-------|------------|--------|---------------------------|--------|---------------------------|-------|----------|--------------------|
| TR    | TR         | 0,022  | 0,0009                    | 0,0272 | 0,001                     | 153   | 1,53     | Condition vérifiée |
| SM    | SM         | 0,0211 | 0,0008                    | 0,0262 | 0,0012                    | 153   | 1,53     | Condition vérifiée |
| 7     | 7          | 0,0203 | 0,0017                    | 0,025  | 0,0026                    | 306   | 3,06     | Condition vérifiée |
| 6     | 6          | 0,0186 | 0,0019                    | 0,0224 | 0,0026                    | 306   | 3,06     | Condition vérifiée |
| 5     | 5          | 0,0167 | 0,0021                    | 0,0198 | 0,0029                    | 306   | 3,06     | Condition vérifiée |
| 4     | 4          | 0,0146 | 0,0023                    | 0,0169 | 0,0029                    | 306   | 3,06     | Condition vérifiée |
| 3     | 3          | 0,0123 | 0,0024                    | 0,014  | 0,0029                    | 306   | 3,06     | Condition vérifiée |
| 2     | 2          | 0,0099 | 0,0025                    | 0,0111 | 0,0029                    | 306   | 3,06     | Condition vérifiée |
| 1     | 1          | 0,0074 | 0,0024                    | 0,0082 | 0,0027                    | 306   | 3,06     | Condition vérifiée |
| ES    | ES         | 0,005  | 0,0022                    | 0,0055 | 0,0024                    | 306   | 3,06     | Condition vérifiée |
| RDC   | RDC        | 0,0028 | 0,0021                    | 0,0031 | 0,0023                    | 391   | 3,91     | Condition vérifiée |
| SS    | SS         | 0,0007 | 0,0007                    | 0,0008 | 0,0008                    | 323   | 3,23     | Condition vérifiée |

Tableau IV.2.2 :Déplacements relatifs

❖ **Remarque :**

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors du calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement).

**IV.2.4 Déplacement maximal :**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\frac{H_t}{500} = \frac{34,68}{500} = 0,06936 \text{ m (ART B.6.5,3 /BAEL91)}$$

**f** : la flèche admissible.

**Ht** : la hauteur totale du bâtiment.

Suivant Ex :

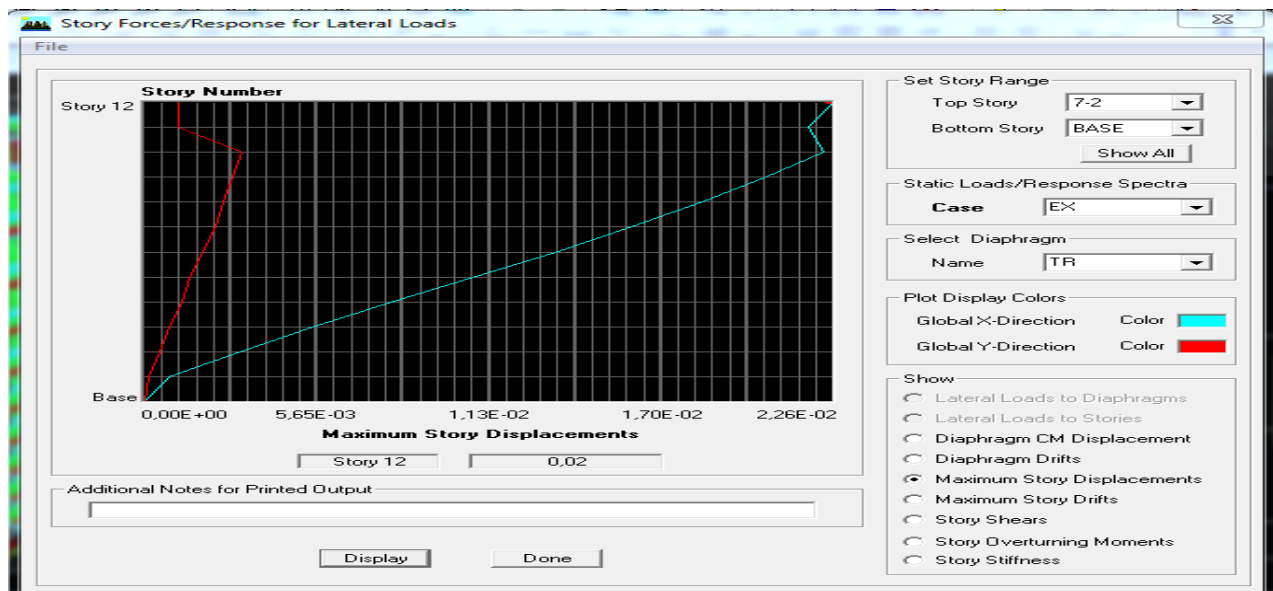


Figure IV.2.1 : Déplacement maximal dans le sens x-x

Suivant Ey :

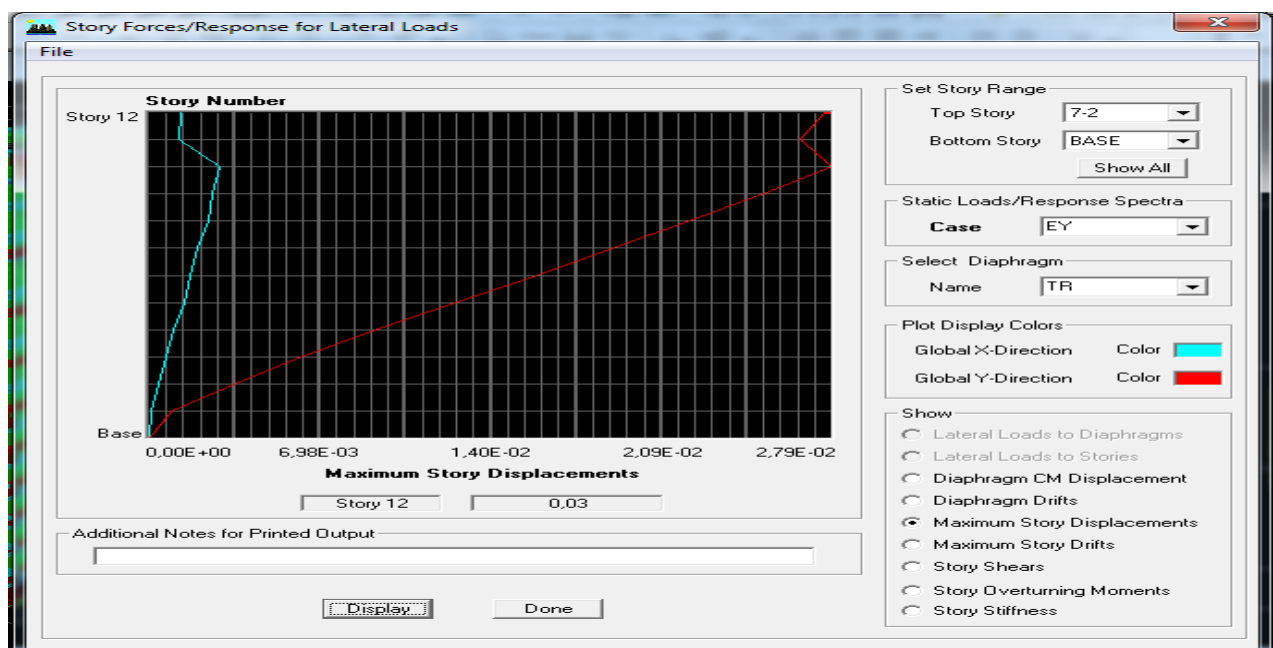


Figure IV.2.2 : Déplacement maximal dans le sens y-y

Donc d'après ETABS :

-Le déplacement maximal de la structure suivant X-X :  $\delta_{\max-x} = 0.02 \text{ m}$

-Le déplacement maximal de la structure suivant Y-Y :  $\delta_{\max-y} = 0.03 \text{ m}$

On admet que

$$\delta_{\max-x} = 0.02 \text{ m} \leq f_{ad} = 0,06936 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\delta_{\max-y} = 0.03 \text{ m} \leq f_{adm} = 0,06936 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc la condition de déplacement maximal vis-à-vis de la flèche admissible est vérifiée

### **IV.2.5 Vérification de l'excentricité :**

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale  $\pm 0.05 L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit :

$C_M$  : centre de masse

$C_R$  : centre de rigidité

**Suivant le sens x-x :**

On doit vérifier que :

$$|C_M - C_R| \leq 5\% L_X$$

| Story | Diaphragme | XCM   | XCR   | XCM-XCR | 0,05Lx | YCM   | YCR   | YCM-YCR | 0,05Ly | Observation        |
|-------|------------|-------|-------|---------|--------|-------|-------|---------|--------|--------------------|
| TR    | TR         | 9,143 | 9,368 | -0,225  | 0,9125 | 5,596 | 6,044 | -0,448  | 0,6425 | Condition vérifiée |
| SM    | SM         | 9,145 | 9,393 | -0,248  | 0,9125 | 5,982 | 5,834 | 0,148   | 0,6425 | Condition vérifiée |
| 7     | 7          | 9,145 | 9,4   | -0,255  | 0,9125 | 5,614 | 5,878 | -0,264  | 0,6425 | Condition vérifiée |
| 6     | 6          | 9,143 | 9,382 | -0,239  | 0,9125 | 5,548 | 5,808 | -0,26   | 0,6425 | Condition vérifiée |
| 5     | 5          | 9,143 | 9,37  | -0,227  | 0,9125 | 5,548 | 5,786 | -0,238  | 0,6425 | Condition vérifiée |
| 4     | 4          | 9,144 | 9,359 | -0,215  | 0,9125 | 5,544 | 5,764 | -0,22   | 0,6425 | Condition vérifiée |
| 3     | 3          | 9,144 | 9,348 | -0,204  | 0,9125 | 5,54  | 5,746 | -0,206  | 0,6425 | Condition vérifiée |
| 2     | 2          | 9,144 | 9,339 | -0,195  | 0,9125 | 5,54  | 5,732 | -0,192  | 0,6425 | Condition vérifiée |
| 1     | 1          | 9,144 | 9,331 | -0,187  | 0,9125 | 5,541 | 5,726 | -0,185  | 0,6425 | Condition vérifiée |
| ES    | ES         | 9,14  | 9,326 | -0,186  | 0,9125 | 5,513 | 5,736 | -0,223  | 0,6425 | Condition vérifiée |
| RDC   | RDC        | 9,647 | 10,16 | -0,513  | 0,9125 | 5,997 | 6,085 | -0,088  | 0,6425 | Condition vérifiée |
| SS    | SS         | 9,125 | 9,973 | -0,848  | 0,9125 | 5,325 | 5,894 | -0,569  | 0,6425 | Condition vérifiée |

Tableau IV.2.3 :récapitulatif des périodes en fonction des modes

### IV.2.6 Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets de 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

**P<sub>k</sub>** : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».

**V<sub>k</sub>** : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

**Δ<sub>k</sub>** : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

**h<sub>k</sub>** : Hauteur de l'étage « k ».

|       |            |       |            |           |                  |             |            |           |                  |             | Observation        |
|-------|------------|-------|------------|-----------|------------------|-------------|------------|-----------|------------------|-------------|--------------------|
| Story | $P_K$ (KN) | $h_K$ | $\Delta_K$ | $V_K$ (m) | $V_K \times h_K$ | $\theta(x)$ | $\Delta_K$ | $V_K$ (m) | $V_K \times h_K$ | $\theta(x)$ |                    |
| TR    | 132,17     | 1,53  | 0,022      | 36,19     | 55,3707          | 0,053       | 0,001      | 30,4      | 46,512           | 0,003       | Condition vérifiée |
| SM    | 212,29     | 1,53  | 0,0211     | 45,96     | 70,3188          | 0,064       | 0,0012     | 41,12     | 62,9136          | 0,004       | Condition vérifiée |
| 7     | 3397,82    | 3,06  | 0,0203     | 481,33    | 1472,8698        | 0,047       | 0,0026     | 471,19    | 1441,8414        | 0,006       | Condition vérifiée |
| 6     | 6540,51    | 3,06  | 0,0186     | 875,74    | 2679,7644        | 0,045       | 0,0026     | 833,27    | 2549,8062        | 0,007       | Condition vérifiée |
| 5     | 9693,7     | 3,06  | 0,0167     | 1203,88   | 3683,8728        | 0,044       | 0,0029     | 1122,1    | 3433,626         | 0,008       | Condition vérifiée |
| 4     | 12846,88   | 3,06  | 0,0146     | 1483,87   | 4540,6422        | 0,041       | 0,0029     | 1362,75   | 4170,015         | 0,009       | Condition vérifiée |
| 3     | 16078,1    | 3,06  | 0,0123     | 1727,42   | 5285,9052        | 0,037       | 0,0029     | 1568,43   | 4799,3958        | 0,010       | Condition vérifiée |
| 2     | 19309,32   | 3,06  | 0,0099     | 1935,67   | 5923,1502        | 0,032       | 0,0029     | 1749,25   | 5352,705         | 0,010       | Condition vérifiée |
| 1     | 22540,54   | 3,06  | 0,0074     | 2105,69   | 6443,4114        | 0,026       | 0,0027     | 1902,88   | 5822,8128        | 0,010       | Condition vérifiée |
| ES    | 25585,24   | 3,06  | 0,005      | 2229,66   | 6822,7596        | 0,019       | 0,0024     | 2017,85   | 6174,621         | 0,010       | Condition vérifiée |
| RDC   | 29372,79   | 3,91  | 0,0028     | 2331,14   | 9114,7574        | 0,009       | 0,0023     | 2119,28   | 8286,3848        | 0,008       | Condition vérifiée |
| SS    | 32592,81   | 3,23  | 0,0007     | 2365,14   | 7639,4022        | 0,003       | 0,0008     | 2158,76   | 6972,7948        | 0,004       | Condition vérifiée |

Tableau IV.2.4 : Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ 

### IV.2.7 Justification vis-à-vis du contreventement :

L'objet de cette classification se traduit par l'attribution d'une valeur numérique du coefficient de comportement R pour chacune des catégories (**Tableau 4.3 du RPA 99**).

#### 1. Sous charges horizontales :

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement (voiles et portiques ou voiles uniquement) sont donnés par le logiciel ETABS comme suit :

• Voiles et portiques :

The screenshot shows the 'Section Cut Stresses & Forces' dialog box. The 'Section Cutting Line Projected Coordinates' section has 'Start Point' X: -2,9848, Y: 0 and 'End Point' X: 25,4038, Y: 0. The 'Resultant Force Location and Angle' section has X: 11,2095, Y: 1,723, Z: 0, and Angle: 0,2671. The 'Include' section has checkboxes for Floors, Beams, Braces, Columns, Walls, and Ramps, all of which are checked. The 'Integrated Forces' section shows two columns: 'Right Side' and 'Left Side'. Each column has three rows: 'Force', 'Moment', and 'Z'. The 'Right Side' values are 0, 0, 0 for Force, Moment, and Z respectively. The 'Left Side' values are 2364,9776, 69,8802, 6,339E-12 for Force, Moment, and Z respectively. The 'Close' and 'Refresh' buttons are at the bottom.

• Voile uniquement :

The screenshot shows the 'Section Cut Stresses & Forces' dialog box. The 'Section Cutting Line Projected Coordinates' section has 'Start Point' X: -2,9848, Y: 0 and 'End Point' X: 25,4038, Y: 0. The 'Resultant Force Location and Angle' section has X: 11,2095, Y: 1,723, Z: 0, and Angle: 0,2671. The 'Include' section has checkboxes for Floors, Beams, Braces, Columns, Walls, and Ramps. Only 'Walls' is checked. The 'Integrated Forces' section shows two columns: 'Right Side' and 'Left Side'. Each column has three rows: 'Force', 'Moment', and 'Z'. The 'Right Side' values are 0, 0, 0 for Force, Moment, and Z respectively. The 'Left Side' values are 2124,1741, 60,1181, 88,0969 for Force, Moment, and Z respectively. The 'Close' and 'Refresh' buttons are at the bottom.

Figure IV.2.3 : Charges horizontales reprises par les voiles

| Coupes | Forces reprises par les voiles et les portiques | Forces reprises par les voiles uniquement | Pourcentage % des voiles | Pourcentage % portiques |
|--------|-------------------------------------------------|-------------------------------------------|--------------------------|-------------------------|
| Ex     | 2364,97                                         | 2124,17                                   | 89,82                    | 10,18                   |

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point X: -2,6791 Y: 0

End Point X: 18,4304 Y: 0

Resultant Force Location and Angle

X: 7,8757 Y: 1,8222 Z: 0 Angle: 358,3839

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

|        | Right Side |    |    | Left Side |           |           |
|--------|------------|----|----|-----------|-----------|-----------|
|        | 1          | 2  | Z  | 1         | 2         | Z         |
| Force  | 0,         | 0, | 0, | 77,9701   | 2158,3051 | 2,777E-11 |
| Moment | 0,         | 0, | 0, | 46941,407 | 1584,9652 | 5235,1638 |

Close Refresh

Figure IV.2.4 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY

- Voile uniquement :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point X: -2,6791 Y: 0

End Point X: 18,4304 Y: 0

Resultant Force Location and Angle

X: 7,8757 Y: 1,8222 Z: 0 Angle: 358,3839

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

|        | Right Side |    |    | Left Side  |           |           |
|--------|------------|----|----|------------|-----------|-----------|
|        | 1          | 2  | Z  | 1          | 2         | Z         |
| Force  | 0,         | 0, | 0, | 67,6969    | 1854,6072 | 2074,3131 |
| Moment | 0,         | 0, | 0, | 11424,1548 | 3614,8582 | 4671,0244 |

Close Refresh

Figure IV.2.5 : Charges horizontales reprises par les voiles

| Coupes | Forces reprises<br>par les voiles et les<br>portiques | Forces reprises<br>par les voiles<br>uniquement | Pourcentage %<br>des voiles | Pourcentage %<br>portiques |
|--------|-------------------------------------------------------|-------------------------------------------------|-----------------------------|----------------------------|
| Ey     | 2158.3                                                | 1854.6                                          | 85.93                       | 14.07                      |

## 2. Sous charges verticales :

**Section Cut Stresses & Forces**

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point X: -4.0687 Y: 0

End Point X: 16.9746 Y: 0

Resultant Force Location and Angle

X: 6.4529 Y: 1.6899 Z: 0 Angle: 359.0992

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

|        | Right Side |    |    | Left Side  |            |           |
|--------|------------|----|----|------------|------------|-----------|
|        | 1          | 2  | Z  | 1          | 2          | Z         |
| Force  | 0,         | 0, | 0, | -7,564E-11 | -1,334E-10 | -47944,44 |
| Moment | 0,         | 0, | 0, | -186655,75 | 125884,478 | 6,416E-10 |

Close Refresh

- Voile uniquement :

**Section Cut Stresses & Forces**

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point X: -4.0687 Y: 0

End Point X: 16.9746 Y: 0

Resultant Force Location and Angle

X: 6.4529 Y: 1.6899 Z: 0 Angle: 359.0992

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

|        | Right Side |    |    | Left Side |          |            |
|--------|------------|----|----|-----------|----------|------------|
|        | 1          | 2  | Z  | 1         | 2        | Z          |
| Force  | 0,         | 0, | 0, | -1,7455   | -20,5084 | -21607,711 |
| Moment | 0,         | 0, | 0, | -87072,66 | 58980,61 | -77,6294   |

Close Refresh

Figure IV.2.6 : Charges verticales reprises par les voiles

| Coupes | Forces reprises<br>par les voiles<br>et les portiques | Forces reprises<br>par les voiles<br>uniquement | Pourcentage<br>% des voiles | Pourcentage<br>%<br>portiques |
|--------|-------------------------------------------------------|-------------------------------------------------|-----------------------------|-------------------------------|
| ELU    | 57944.44                                              | 21607.71                                        | 37.29                       | 62.71                         |

D'après les résultats représentés dans le tableau ci-dessous on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Selon les résultats représentés dans les deux tableaux des efforts horizontaux on remarque que les voiles reprennent presque la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales

- Donc suivant l'article 3.4 de RPA 99/2003 qui nous permet de classer notre système de contreventement et nos résultats ci-dessus, on opte pour un système de contreventement par voiles porteurs, son coefficient de comportement est pris  $R=3.5$  d'après le tableau 4.3 de RPA 99/2003.

#### IV.2.7 Vérification de l'effort tranchant à la base :( RPA Version 2003 ART 4.3.6) :

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.

Si  $V_D \leq 0.8 V_t$  ; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments ;.....) dans le rapport  $0.8V_t / V_D$

##### ❖ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V_{st} = \frac{A.D.Q}{R} . W_T \quad \text{RPA 99 [formule 4-1]}$$

##### ▪ Calcul des coefficients A,D,R :

**A** : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : 2

- Zone sismique :  $\Pi_a$

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) de RPA99, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure( $T$ ) :

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site qui est donnée par le tableau

**(Tab 4.7) de RPA99 :**

Site ferme  $\rightarrow S_2 \Rightarrow T_2 = 0.5 \text{ sec}$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$\xi$  (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. **(Tab 4-2)**

le système de contreventement est mixte  $\Rightarrow \xi = 10\%$

D'où  $\Rightarrow \eta = 0.76 \geq 0.70$  vérifiée

-La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement type de remplissage donné par

**(Tab 4-6 du RPA99)**

R : coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement donné par le **(Tab 4-3)**.

Les valeurs de A, D, R, Ct et T sont données dans le tableau suivant :

| Paramètre                          | Valeur       | Article du RPA |
|------------------------------------|--------------|----------------|
| Coefficient de zone A              | 0.15         | Tableau 4.1    |
| Période caractéristique            | 0.5 secondes | Tableau 4.7    |
| Coefficient Ct                     | 0.05         | Tableau 4.6    |
| Facteur d'amplification D          | 1.56         | formule 4.2    |
| Coefficient de comportement R      | 3,5          | Tableau 4.3    |
| <b>Poids total de la structure</b> | 32592,81     |                |

**Tableau IV.2.5 : Tableau donnant les valeurs de A ,D,R,T,Ct**

▪ **Calcul du facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

**P<sub>q</sub>** : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** " est satisfait ou non".

**D'où : Q = 1.1**

| Facteur de qualité (Q) : RPA version 2003 Page 29 Formule (4-4) $Q = 1 + \sum P_q$ |      |      |             |
|------------------------------------------------------------------------------------|------|------|-------------|
|                                                                                    | Q    |      | Observation |
| Observation de critère                                                             | Oui  | Non  |             |
| 1. Condition minimales sur les files de contreventement                            | 0    | 0,05 | Oui         |
| 2. Redondance en plan                                                              | 0    | 0,05 | Non         |
| 3. Régularité en plan                                                              | 0    | 0,05 | Non         |
| 4. Régularité en élévation                                                         | 0    | 0,05 | Oui         |
| 5. Contrôle de qualité des matériaux                                               | 0    | 0,05 | Oui         |
| 6. Contrôle de qualité de l'exécution                                              | 0    | 0,1  | Oui         |
| $Q = 1 + \sum P_q$                                                                 | 1,10 |      |             |

**Tableau IV.2.6: Valeurs de pénalités P<sub>q</sub>**

- Du logiciel ETABS :

Response Spectrum Base Reactions

Edit View

Response Spectrum Base Reactions

|   | Spec | Mode | Dir | F1      | F2      | F3   | M1         | M2        | M3         |
|---|------|------|-----|---------|---------|------|------------|-----------|------------|
| ▶ | EX   | 1    | U1  | 2,25    | 67,38   | 0,00 | -1564,116  | 52,618    | 603,701    |
|   | EX   | 2    | U1  | 2259,99 | -74,48  | 0,00 | 1689,377   | 51834,408 | -13245,328 |
|   | EX   | 3    | U1  | 6,42    | -3,18   | 0,00 | 76,039     | 141,562   | -65,020    |
|   | EX   | 4    | U1  | 0,01    | -2,11   | 0,00 | 8,533      | -0,130    | -19,327    |
|   | EX   | 5    | U1  | 565,57  | 5,54    | 0,00 | -60,871    | 1470,860  | -3174,236  |
|   | EX   | 6    | U1  | 2,91    | -1,49   | 0,00 | 6,826      | 9,592     | -30,420    |
|   | EX   | 7    | U1  | 10,79   | -51,17  | 0,00 | 210,928    | 47,268    | -531,094   |
|   | EX   | 8    | U1  | 234,75  | 61,24   | 0,00 | -250,667   | 1041,442  | -807,637   |
|   | EX   | 9    | U1  | 7,91    | -12,26  | 0,00 | 37,104     | 30,137    | -158,773   |
|   | EX   | 10   | U1  | 0,47    | -0,09   | 0,00 | 0,824      | 2,278     | -3,699     |
|   | EX   | 11   | U1  | 45,34   | 49,51   | 0,00 | -119,889   | 114,956   | 184,875    |
|   | EX   | 12   | U1  | 51,23   | -65,49  | 0,00 | 157,788    | 123,233   | -898,382   |
|   | EX   | All  | All | 2365,14 | 64,29   | 0,00 | 1334,113   | 52000,436 | 13451,503  |
|   | EY   | 1    | U2  | 67,38   | 2014,65 | 0,00 | -46764,615 | 1573,204  | 18049,722  |
|   | EY   | 2    | U2  | -74,48  | 2,45    | 0,00 | -55,674    | -1708,208 | 436,501    |
|   | EY   | 3    | U2  | -3,18   | 1,58    | 0,00 | -37,686    | -70,161   | 32,225     |
|   | EY   | 4    | U2  | -2,11   | 654,97  | 0,00 | -2648,881  | 40,404    | 5999,415   |
|   | EY   | 5    | U2  | 5,54    | 0,05    | 0,00 | -0,596     | 14,398    | -31,073    |
|   | EY   | 6    | U2  | -1,49   | 0,76    | 0,00 | -3,498     | -4,916    | 15,589     |
|   | EY   | 7    | U2  | -51,17  | 242,75  | 0,00 | -1000,568  | -224,224  | 2519,326   |
|   | EY   | 8    | U2  | 61,24   | 15,98   | 0,00 | -65,391    | 271,677   | -210,685   |
|   | EY   | 9    | U2  | -12,26  | 19,00   | 0,00 | -57,506    | -46,708   | 246,079    |
|   | EY   | 10   | U2  | -0,09   | 0,02    | 0,00 | -0,164     | -0,453    | 0,735      |
|   | EY   | 11   | U2  | 49,51   | 54,06   | 0,00 | -130,911   | 125,524   | 201,871    |
|   | EY   | 12   | U2  | -65,49  | 83,72   | 0,00 | -201,695   | -157,526  | 1148,377   |
|   | EY   | All  | All | 64,29   | 2158,76 | 0,00 | 46948,918  | 1344,177  | 19664,526  |

OK

Figure IV .2.7 Efforts tranchants donnés par ETABS

A partir de tableau ci-dessus on relève les valeurs de l'effort tranchant suivantes :

$$V_{x-etabs} = F1 = 2365,14 \text{ KN}$$

$$V_{y-etabs} = F2 = 2158,76 \text{ KN}$$

$$V_{st} = \frac{A.D.Q}{R} . W_T$$

|          | L'effort tranchant (MSE)      |         | 0,8*V <sub>MSE</sub> | V <sub>logiciel</sub> | V <sub>logiciel</sub> ≥ 0,8*V <sub>MSE</sub> |
|----------|-------------------------------|---------|----------------------|-----------------------|----------------------------------------------|
| Sens X-X | $V_x = \frac{A.D.Q_x}{R} . w$ | 2396,96 | 1917,57              | 2365,14               | Condition vérifiée                           |
| Sens Y-Y | $V_y = \frac{A.D.Q_y}{R} . w$ | 2396,96 | 1917,57              | 2158,76               | Condition vérifiée                           |

Donc l'effort tranchant à la base est vérifié

### IV.2.8 Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux:

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{Nd}{B_c f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec

**Nd** : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

**Bc** : l'aire (section brute ) de la section de béton .

**f<sub>c28</sub>** = la résistance caractéristique du béton.

| POTEAUX | N <sub>d</sub> (kN) | B <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> ) | F <sub>c28</sub> (kN/cm <sup>2</sup> ) | V         | Observation              |
|---------|---------------------|-----------------------------------|----------------------------------------|-----------|--------------------------|
| 50 X 50 | 1748,95             | 2500                              | 2,5                                    | 0,279832  | v<0.3 condition vérifiée |
| 45 X 45 | 1114,39             | 2025                              | 2,5                                    | 0,2201264 | v<0.3 condition vérifiée |
| 40 X 40 | 606,51              | 1600                              | 2,5                                    | 0,1516275 | v<0.3 condition vérifiée |
| 35 X 35 | 197,36              | 1225                              | 2,5                                    | 0,0644441 | v<0.3 condition vérifiée |

**Figure IV.2.8 :Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux**

#### ❖ Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure que :

- La période est vérifiée.
- L'excentricité est vérifiée
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- La justification vis-à-vis de l'effet Delta est vérifiée
- L'effort normal est vérifié (après avoir augmenté les sections des poteaux)

Nous pouvons passer à la détermination des efforts internes et le ferrailage de la structure.

# Chapitre V

## Ferraillage des éléments

## V Calcul des éléments principaux

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Nous présentons dans ce chapitre le calcul du ferraillage de ces éléments résistants (Les portiques « poteaux – poutres », et les voiles), accompagnée de leurs schémas de ferraillage.

### V.1 Etude des poteaux

#### V.1.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts vers la fondation. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et un moment de flexion « M » dans les deux sens (sens longitudinal et transversal) donc le calcul de ferraillage des poteaux se fera en flexion composé dans le sens le plus défavorable selon les deux directions, puis vérifiées à l'ELS

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

1.35 G + 1.5 Q.....ELU

G + Q.....ELS

G + Q ± E.....RPA 99/2003

0.8 G ± E.....RPA 99/2003

Les calculs se font en tenant compte de trois sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant  $N_{max} \Rightarrow M_{cor}$ ,
- Effort normal minimal et le moment correspondant  $N_{min} \Rightarrow M_{cor}$ ,
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant  $M_{max} \Rightarrow N_{cor}$ .

| Situation    | Béton      |                 |                | Acier      |          |                  |
|--------------|------------|-----------------|----------------|------------|----------|------------------|
|              | $\gamma_b$ | $f_{c28}$ [MPa] | $f_{bu}$ [MPa] | $\gamma_s$ | Fe [MPa] | $\sigma_s$ [MPa] |
| Durable      | 1.5        | 25              | 14.167         | 1.15       | 400      | 348              |
| accidentelle | 1.15       | 25              | 21.74          | 1          | 400      | 400              |

Tableau V.1.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle

#### V.1.2 Recommandations et exigences du RPA :

##### a) Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003 :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- ✓ Le pourcentage minimal d'armatures est de  $0,8 \% \times b \times h$  en zone IIa.
- ✓ Le pourcentage maximal dans la zone courante est de  $4 \% \times b \times h$  en zone IIa.
- ✓ Le pourcentage maximal dans la zone de recouvrement est de  $6 \% \times b \times h$  en zone IIa.

| Sections des poteaux cm <sup>2</sup> | Pourcentage minimal | Pourcentage maximal      |                                 |
|--------------------------------------|---------------------|--------------------------|---------------------------------|
|                                      | 0.8 % [bh]          | 4% [bh] en zone courante | 6% [bh] en zone de recouvrement |
| 50X50                                | 20                  | 100                      | 150                             |
| 45X45                                | 16.2                | 81                       | 121.5                           |
| 40X40                                | 12.8                | 64                       | 96                              |
| 35X35                                | 9.8                 | 49                       | 73.5                            |

Tableau V.1.2 : Armatures longitudinales des poteaux exigées par le RPA

- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de:  $40 \varnothing$  en zone IIa
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone II
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

### V.1.3 Calcul des Armatures :

#### ➤ Armatures longitudinales :

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 les cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section de  $e = M/N$ .

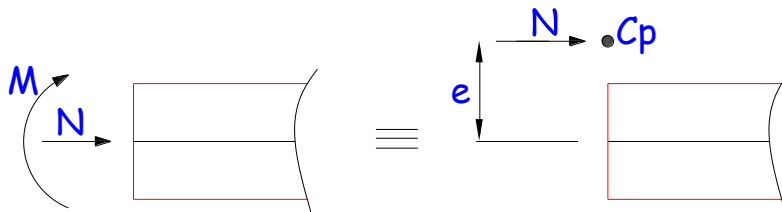


Figure V.1.1 : Section en flexion composée

#### ➤ Sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel ETABS qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre précédent.

### 1) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

Une section est partiellement comprimée si :

1<sup>er</sup> cas :

**C** : Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment  $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

**N** : Effort de compression ou de traction.

**2<sup>ème</sup> cas :**

**C :** Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment  $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

**N :** Effort de compression.

Dans ce cas il faut aussi vérifier l'inégalité suivante :

$$N(d - c) - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}.$$

Avec :

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e\right).$$

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de compression. } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}.$$

$$A_{st} = A_{st1} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de traction.}$$

$$A_{sc} = A_{sc1}$$

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

**1<sup>er</sup> cas : Section simplement armée : ( $A_{sc} = 0$ )**

Si  $\mu < \mu_i = 0,392$  la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

**2<sup>ème</sup> cas : Section doublement armée :**

Si  $\mu > \mu_i = 0,392$  la section d'acier nécessaire sera donnée par les formules suivant :

$$A_{st1} = \frac{M_1}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_{st}} ; \quad A_{sc1} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_1$$

**2) Section entièrement comprimée (S.E.C) :**

**C :** Le centre de pression se trouve entre les armatures  $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

**N :** Effort de compression.

$$N(d - c) - M_f \geq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

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

$$N(d - c) - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{M - (d - 0,5 h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_{sc}}$$

$$A_{sc2} = \frac{N - bh f_{bu}}{\sigma_{sc}} - A_{sc1}$$

2<sup>ème</sup> cas :

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu} < N(d - c) - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{N - \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} ; \quad A_{sc2} = 0$$

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N \times (d - c) - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,8571 + \frac{c'}{h}} ; \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

### 3) Section entièrement tendue (S.E.T) :

C : Le centre de pression se trouve entre les armatures

N : Effort de traction .

$$A_{st1} = \frac{N \times a}{(d - c') \times \sigma_{sc}} ; \quad A_{st2} = \frac{N}{\sigma_{sc}} - A_{st1}$$

### V.1.4 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide d'une application de calcul des sections d'armatures « Socotec ».

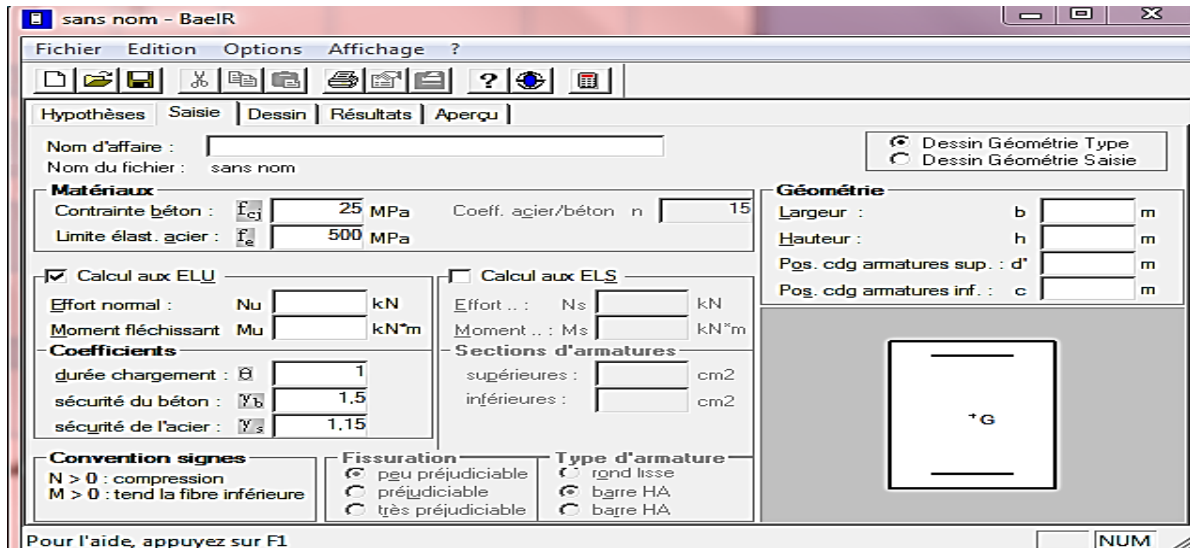


Figure V.1 .2 : Calcul des armatures à l'aide de l'application Socotec

➤ Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

| Niveau                  | Poteaux  | Effort Normal<br>(KN) |         | Moment<br>(KN.m)  |         | Situation      | Nature | A <sub>Inf</sub><br>cm <sup>2</sup> | A <sub>Sup</sub><br>cm <sup>2</sup> | A <sub>min</sub> cm | Ferrail       | A <sub>ad</sub> cm <sup>2</sup> |
|-------------------------|----------|-----------------------|---------|-------------------|---------|----------------|--------|-------------------------------------|-------------------------------------|---------------------|---------------|---------------------------------|
| SOL ⇒ E.SOL<br>S – – S  | 50 x 50  | N <sub>max</sub>      | 1748.95 | M <sub>corr</sub> | 66.657  | GQMEY<br>MIN   | SPC    | 0                                   | 0                                   | 20                  | 4HA16+4HA20   | 20.6                            |
|                         |          | N <sub>min</sub>      | 898.37  | M <sub>corr</sub> | 31.517  | 0.8GEY<br>MAX  | SPC    | 0                                   | 0                                   |                     |               |                                 |
|                         |          | M <sub>max</sub>      | 149.795 | N <sub>corr</sub> | 1170.53 | GQMEY<br>MIN   | SPC    | 0                                   | 0                                   |                     |               |                                 |
| 1ère ⇒ 3ème             | 45 x 45  | N <sub>max</sub>      | 1114.39 | M <sub>corr</sub> | 8.747   | ELU            | SPC    | 0                                   | 0                                   | 16.2                | 4HA16+4HA20   | 20.6                            |
|                         |          | N <sub>min</sub>      | 345.49  | M <sub>corr</sub> | 79,49   | 0.8GEY<br>MAX  | SPC    | 0                                   | 0                                   |                     |               |                                 |
|                         |          | M <sub>max</sub>      | 121.635 | N <sub>corr</sub> | 632.71  | GQMEY<br>MIN   | SPC    | 0                                   | 0                                   |                     |               |                                 |
| 4ème ⇒ 6ème             | 40 x 400 | N <sub>max</sub>      | 606.51  | M <sub>corr</sub> | 8.721   | ELU            | SPC    | 0                                   | 0                                   | 12.8                | 4HA14+4HA16   | 14.19                           |
|                         |          | N <sub>min</sub>      | 38.68   | M <sub>corr</sub> | 6.318   | 0.8GMEX<br>MAX | SPC    | 0                                   | 0                                   |                     |               |                                 |
|                         |          | M <sub>max</sub>      | 83.539  | N <sub>corr</sub> | 289.68  | GQEX MIN       | SPC    | 0                                   | 0                                   |                     |               |                                 |
| 7ème ⇒<br>Salle Machine | 35 x 35  | N <sub>max</sub>      | 197.36  | M <sub>corr</sub> | 3.292   | ELU            | SPC    | 0                                   | 0                                   | 9.8                 | 4HA14 + 4HA12 | 10.68                           |
|                         |          | N <sub>min</sub>      | 24.88   | M <sub>corr</sub> | 5.749   | 0,8GMEX<br>MAX | SPC    | 0                                   | 0                                   |                     |               |                                 |
|                         |          | M <sub>max</sub>      | 59.178  | N <sub>corr</sub> | 34.98   | GQMEY<br>MAX   | SPC    | 0                                   | 0                                   |                     |               |                                 |

Tableau V.1.3: Résultats de ferrailage à l'ELU suivant les deux sens

### V.1.5 Vérifications à l'ELU :

➤ **Les Armatures transversales Art 7.4.2.2RPA 99/ version 2003 :**

Les armatures transversales sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e}$$

➤ **Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 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

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{\max} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

Avec :

$\phi_L^{\max}$  : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures transversales des poteaux seront encadrées par deux cadres en

$$\phi = 10 \text{ mm} . \text{ Soit } A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

**Selon BAEL 91 modifié 99 (Art A8.1.3)**

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.2; 40\text{cm}; (35 + 10)\text{cm}\}$$

Avec :

**a** : c'est la petite dimension transversale des poteaux.

$$S_t \leq 18\text{cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 15\text{cm}$$

➤ **Selon RPA99 vs 2003 (Art 7.4.2.2) :**

• **En zone courante (pour zone II<sub>a</sub>) :**

$$S_t \leq \{15\phi_l^{\min}\} = 15 \times 1.2 = 18\text{cm}$$

$$S_t \leq 18\text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 15\text{cm}$$

• **En zone nodale (pour zone II<sub>a</sub>) :**

$$S_t \leq \min\{15\text{cm}; 10\phi_l^{\min}\} = \min\{15\text{cm}; 10 \times 1.2\} = 12\text{cm}$$

$$S_t \leq 12\text{cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 10\text{cm}$$

➤ **Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

Si  $\lambda_g \geq 5$  →  $A_t^{\min} = 0.3\% St \times b_1$

Si  $\lambda_g \leq 3$  →  $A_t^{\min} = 0.8\% St \times b_1$

Si  $3 \leq \lambda_g \leq 5$  → Interpoler entre les deux valeurs présentes.

Avec :

$b_1$  : dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée

$\lambda_g$  : Elancement géométrique du poteau  $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$

$L_f$  : Longueur de flambement du poteau  $L_f = 0.7L_0$

| Poteaux | Hauteur | $L_f$ | $\lambda_g$ | $A_t^{\min}[\text{cm}^2]$ |                         | $A_{\text{adoptée}}[\text{cm}^2]$ | Observation        |
|---------|---------|-------|-------------|---------------------------|-------------------------|-----------------------------------|--------------------|
|         |         |       |             | Zone courante<br>St=15 cm | Zone nodale<br>St=10 cm |                                   |                    |
| 50x50   | 391     | 273.7 | 5.474       | 2.25                      | 1.5                     | 3.14                              | Condition vérifiée |
| 45x45   | 306     | 214.2 | 4.76        | 2.22                      | 1.48                    | 3.14                              | Condition vérifiée |
| 40x40   | 306     | 214.2 | 5.355       | 1.8                       | 1.2                     | 3.14                              | Condition vérifiée |
| 35x35   | 306     | 214.2 | 6.12        | 1.57                      | 1.05                    | 3.14                              | Condition vérifiée |

**Tableau V.1. 4: Vérification de la quantité d'armatures transversales**

➤ **Délimitation de la zone nodal :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60)$  (Art.7.4.2.1).

$h_e$  : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

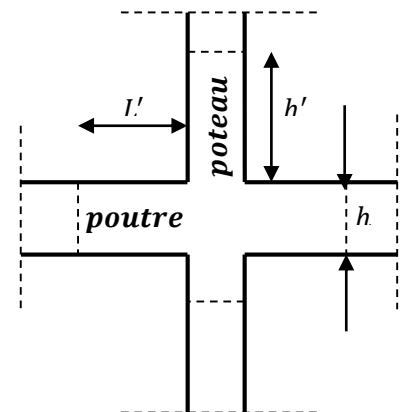


**Figure V.1. 3 : zone nodale.**

|                | H    | h'                                                                 |
|----------------|------|--------------------------------------------------------------------|
| Poteau (50*50) | 3.91 | $h' = \text{Max} (\frac{391-35}{6}; 50 ; 50 ; 60) = 60 \text{ cm}$ |
| Poteau (45*45) | 3.06 | $h' = \text{Max} (\frac{306-35}{6}; 45 ; 45 ; 60) = 60 \text{ cm}$ |
| Poteau (40*40) | 3.06 | $h' = \text{Max} (\frac{306-35}{6}; 40 ; 40 ; 60) = 60 \text{ cm}$ |
| Poteau (35*35) | 3.06 | $h' = \text{Max} (\frac{306-35}{6}; 35 ; 35 ; 60) = 60 \text{ cm}$ |

**Tableau V.1.5 : Détermination de la zone nodale**

➤ **Longueur minimale de recouvrement :**

La longueur minimale des recouvrement est de :  $40\phi$  en zone II<sub>a</sub> .

- ✓ Poteaux (50 x 50) :  $l_r = 40 \times 2 = 80$  cm.
- ✓ Poteaux (45 x 45) :  $l_r = 40 \times 2 = 80$  cm.
- ✓ Poteaux (40 x 40) :  $l_r = 40 \times 1.6 = 64$  cm.
- ✓ Poteaux (35 x 35) :  $l_r = 40 \times 1.4 = 56$  cm

➤ **Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$\Psi_s = 1.5$  Pour les aciers à haute adhérence.

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

Longueur de scellement :  $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$

- Pour les **HA14** :  $\longrightarrow L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$

- Pour les **HA16** :  $\longrightarrow L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44 \text{ cm}$

- Pour les **HA20** :  $\longrightarrow L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{2 \times 400}{4 \times 2.835} = 70.54 \text{ cm}$

- Pour les  $\phi_{20}$  :  $L_s = 70.54 \text{ cm}$
- Pour les  $\phi_{16}$  :  $L_s = 56.44 \text{ cm}$
- Pour les  $\phi_{14}$  :  $L_s = 49.38 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à :  $0,4 L_s$ , pour les aciers **HA**.

- Pour les  $\phi_{20}$  :  $L_a = 28.21 \text{ cm}$ .
- Pour les  $\phi_{16}$  :  $L_a = 22.57 \text{ cm}$ .
- Pour les  $\phi_{14}$  :  $L_a = 19.75 \text{ cm}$ .

➤ **Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2RPA 99/ version 2003) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

| Poteau (cm <sup>2</sup> ) | h <sub>e</sub> (m) | b=h (mm) | $\lambda_g \geq 5$<br>$\lambda_g < 5$ | d (mm) | T <sub>u</sub> x 10 <sup>3</sup> N | $\tau_b$ (MPa) | $\bar{\tau}_{bu}$ (MPa) | Observation        |
|---------------------------|--------------------|----------|---------------------------------------|--------|------------------------------------|----------------|-------------------------|--------------------|
| 50x50                     | 3.91               | 500      | 5.474                                 | 480    | 94.32                              | 0.39           | 1.875                   | Condition vérifiée |
| 45x45                     | 3.06               | 450      | 4.76                                  | 430    | 78.46                              | 0.40           | 1                       | Condition vérifiée |
| 40x40                     | 3.06               | 400      | 5.355                                 | 380    | 54.73                              | 0,36           | 1.875                   | Condition vérifiée |
| 35x35                     | 3.06               | 350      | 6.12                                  | 330    | 51.15                              | 0.44           | 1.875                   | Condition vérifiée |

**Tableau V.1. 6 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.**

**V.1.6 Vérifications à l'ELS :**

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton  $\sigma_{bc}$  et dans les aciers  $\sigma_{st}$  sont au plus égales aux contraintes admissibles  $\bar{\sigma}_{bc}$  et  $\bar{\sigma}_{st}$ .

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 15MPa$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348MPa$$

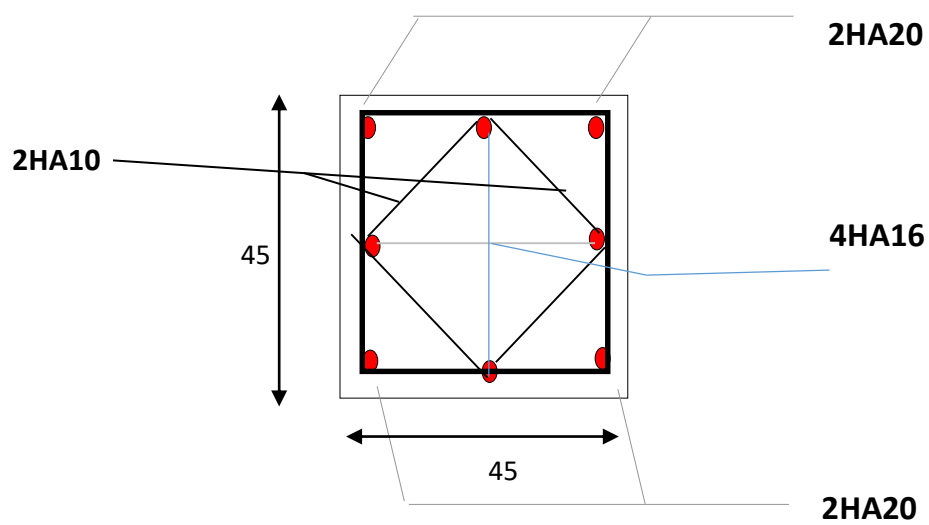
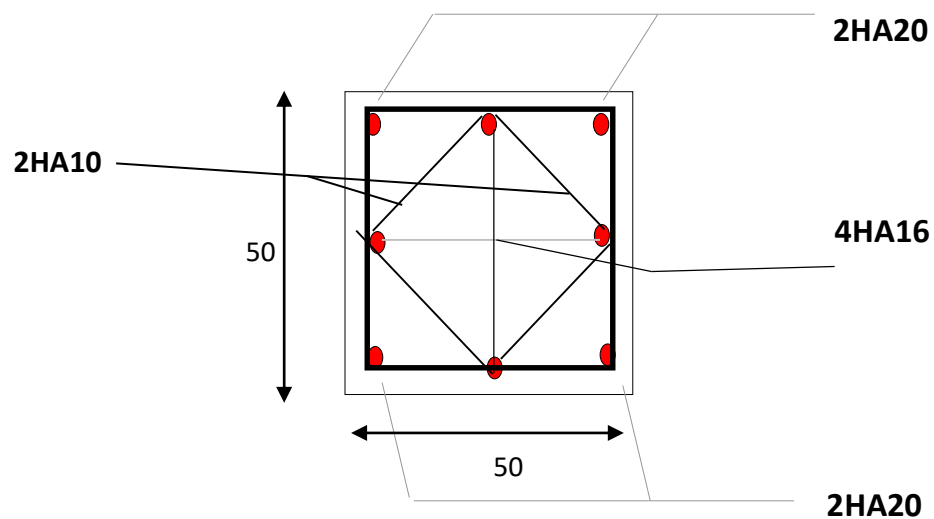
| Niveau                  | Poteaux | N <sub>s</sub><br>Effort Normal<br>(KN) |         | M <sub>s</sub><br>Moment<br>(KN.m) |        | Etat des<br>contraint | $\sigma_s^s$<br>béton | $\sigma_s^l$<br>béton | $\sigma_{ad}^s$<br>béton | $\sigma_{Acier}^s$ | $\sigma_{Acier}^l$ | $\sigma_{Acier}^{ad}$ | Observation        |
|-------------------------|---------|-----------------------------------------|---------|------------------------------------|--------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|--------------------------|--------------------|--------------------|-----------------------|--------------------|
| S.S $\Rightarrow$ E.S   | 50 x 50 | N <sub>max</sub>                        | 1204.66 | M <sub>corr</sub>                  | 0.144  | SEC                   | 4.29                  | 4.28                  | 15                       | 64.4               | 64.3               | 348                   | Condition vérifiée |
|                         |         | N <sub>min</sub>                        | 288.15  | M <sub>corr</sub>                  | 1.444  | SEC                   | 1.07                  | 0.98                  | 15                       | 16                 | 14.8               | 348                   | Condition vérifiée |
|                         |         | N <sub>corr</sub>                       | 509.57  | M <sub>max</sub>                   | 46.786 | SEC                   | 3.52                  | 0.1                   | 15                       | 50.8               | 3.62               | 348                   | Condition vérifiée |
| 1ère $\Rightarrow$ 3ème | 45 x 45 | N <sub>max</sub>                        | 813.63  | M <sub>corr</sub>                  | 6.33   | SEC                   | 3.79                  | 3.18                  | 15                       | 56.4               | 48.2               | 348                   | Condition vérifiée |
|                         |         | N <sub>min</sub>                        | 150.59  | M <sub>corr</sub>                  | 0.732  | SEC                   | 0.68                  | 0.61                  | 15                       | 10.2               | 9.2                | 348                   | Condition vérifiée |
|                         |         | N <sub>corr</sub>                       | 278.06  | M <sub>max</sub>                   | 39.482 | SEC                   | 3.19                  | 0                     | 15                       | 45.1               | -12.6              | 348                   | Condition vérifiée |
| 4ème $\Rightarrow$ 6ème | 40 x 40 | N <sub>max</sub>                        | 443.05  | M <sub>corr</sub>                  | 2.406  | SEC                   | 2.61                  | 2.27                  | 15                       | 38.9               | 34.3               | 348                   | Condition vérifiée |
|                         |         | N <sub>min</sub>                        | 8.36    | M <sub>corr</sub>                  | 0.591  | SEC                   | 0.09                  | 0                     | 15                       | 1.25               | 0.13               | 348                   | Condition vérifiée |
|                         |         | N <sub>corr</sub>                       | 67.76   | M <sub>max</sub>                   | 44.498 | SPC                   | 4.71                  | 0                     | 15                       | 59.7               | -135.7             | 348                   | Condition vérifiée |
| 7ème $\Rightarrow$ SM   | 35 x 35 | N <sub>max</sub>                        | 144.74  | M <sub>corr</sub>                  | 1.854  | SEC                   | 1.24                  | 0.85                  | 15                       | 18.3               | 13                 | 348                   | Condition vérifiée |
|                         |         | N <sub>min</sub>                        | 19.31   | M <sub>corr</sub>                  | 0.122  | SEC                   | 0.15                  | 0.13                  | 15                       | 2.26               | 1.92               | 348                   | Condition vérifiée |
|                         |         | N <sub>corr</sub>                       | 88.2    | M <sub>max</sub>                   | 25.226 | SPC                   | 4.28                  | 0                     | 15                       | 55.1               | -86.8              | 348                   | Condition vérifiée |

Tableau V.1. 7 : Vérifications des contraintes à l'ELS

- Conclusions :**

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures  $A_{s\ min}$  correspondante recommandée par le règlement « RPA 99/Version 2003 » en zone IIa.

### V.1.7 Ferraillage des poteaux :



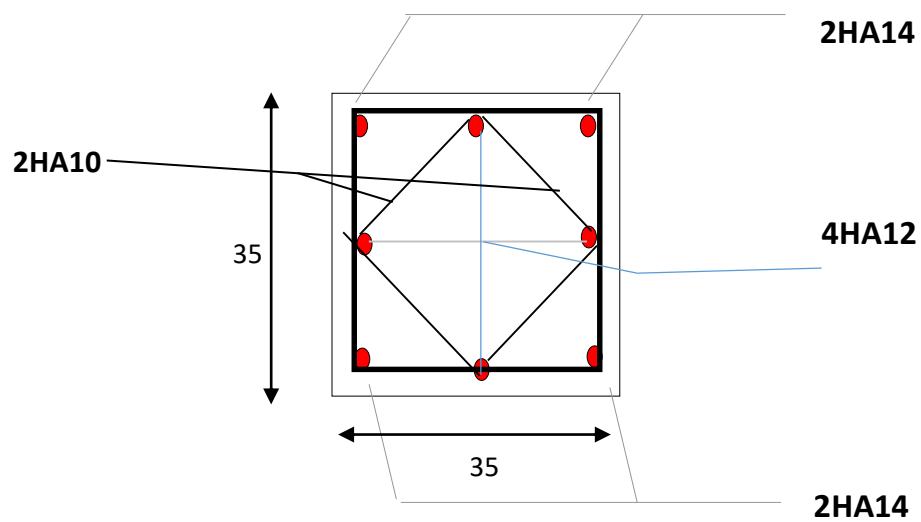
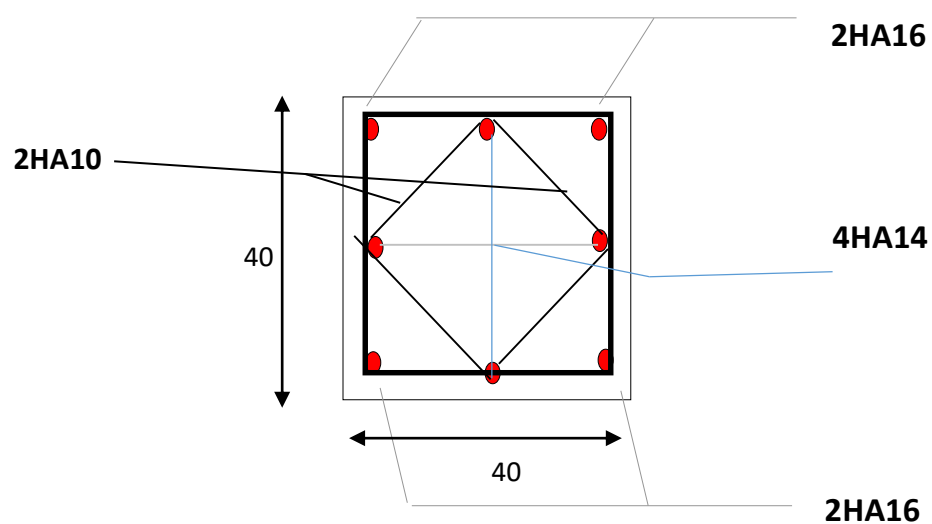


Figure V.1 .4 : Ferrailage des poteaux.



## V.2 Etude des Poutres :

### V.2.1 Introduction :

Les Poutres en béton armé, sont des éléments structuraux non exposées aux intempéries, sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Leur calcul se fera en flexion simple en considérons la fissuration comme étant peu nuisible, et leur ferrailage se fera en fonction de combinaison de charge la plus défavorable, décrites par le RPA 99 version 2003 et le **B.A.E.L 91/99** :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à L'ELU} \\ G + Q \text{ à L'ELS} \end{array} \right\} \text{BAEL 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} \text{RPA 99/Version 2003}$$

#### ➤ Recommandations du RPA 99 vs 2003 :

- **Armatures longitudinales (Art 5.7.2.1 RPA99 vs 2003) :**

- ❖ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.
- ❖ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :  
**4%** en zone courante.  
**6%** en zone de recouvrement.

| Section [cm <sup>2</sup> ]        | 0.5%bh [cm <sup>2</sup> ] | 4% bh [cm <sup>2</sup> ] | 6% bh [cm <sup>2</sup> ] |
|-----------------------------------|---------------------------|--------------------------|--------------------------|
| <b>Poutre principale (30x40)</b>  | 6                         | 48                       | 72                       |
| <b>Poutre secondaire (30x35)</b>  | 5.25                      | 42                       | 63                       |
| <b>Poutre de chaînage (20x30)</b> | 3                         | 24                       | 36                       |
| <b>Poutre palière (20x30)</b>     | 3                         | 24                       | 36                       |

**Tableau V.2. 1 : Recommandations du RPA**

- ❖ La longueur minimale de recouvrement est de **40Ø** en zone II<sub>a</sub>.
- ❖ L'ancrage des armatures longitudinales supérieure et inférieure dans les poteaux de rives et l'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.
- ❖ Le diamètre minimal est de **12mm**.
- ❖ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- ❖ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances le permettent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- ❖ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- ❖ On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

• **Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times s \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

➤  $S_{tmax} = \min \left( \frac{h}{4}, 12 \phi \right)$  en zone nodale et en travée

➤  $S_t \leq \frac{h}{2}$  en zone de recouvrement

La valeur du diamètre  $\phi_1$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

## V.2.2 Calcul des armatures longitudinales :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

• **Calcul du moment réduit :**

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

On distingue deux cas:

Si  $\mu < \mu_l = 0.392$  : Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires :  $A_{sc} = 0$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b}$$

Si  $\mu > \mu_i = 0,392$  les sections d'acier nécessaire seront données par les formules suivantes :

$$A_{st} = \frac{M_e}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

Avec :  $M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$

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

$$\Delta M = M_u - M_e$$

$M_u$  : Moment sollicitant.

$M_e$  : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

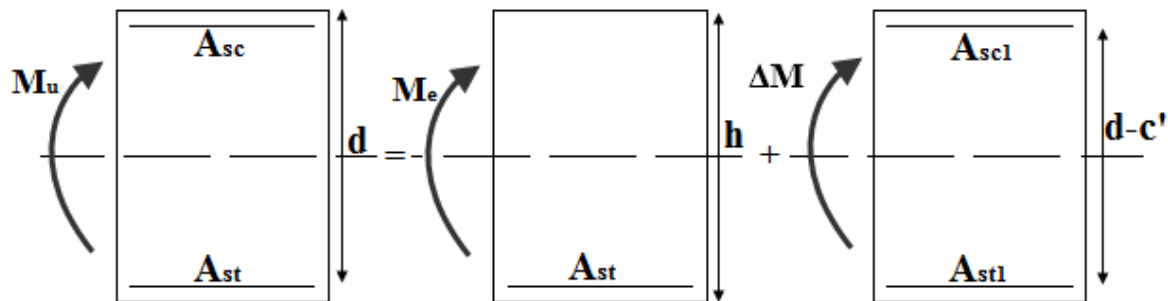


Figure V.2 .1: section doublement armée.

### V.2.3 Les efforts internes et Ferrailage des poutres :

Les valeurs extrêmes globales des efforts sont résumées dans les tableaux ci-dessous, selon les différentes combinaisons.

|                   | Localisation | Moments (KN.m) | $\mu$  | Obs | $\beta$ | $A_{cal}$ [cm <sup>2</sup> ] | $A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ] | Ferrailage  | $A_{adp}$ [cm <sup>2</sup> ] |
|-------------------|--------------|----------------|--------|-----|---------|------------------------------|------------------------------|-------------|------------------------------|
| Poutre Principale | Travée       | 82.22          | 0.992  | SSA | 0.948   | 6.74                         | 5.25                         | 3HA14+3HA12 | 6.87                         |
|                   | Appuis       | 103.25         | 0.1246 | SSA | 0.933   | 8.38                         | 5.25                         | 3HA14+3HA12 | 8.63                         |
| Poutre Secondaire | Travée       | 69.93          | 0.0557 | SSA | 0.971   | 4.74                         | 6                            | 3HA16       | 6.03                         |
|                   | Appuis       | 72.27          | 0.0576 | SSA | 0.970   | 4.90                         | 6                            | 3HA16       | 6.03                         |

Tableau V.2.2 :Ferrailage des poutres a l'ELU

## 1) Armatures transversales (BAEL 91. Art.7.2.2) :

- Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\}$$

- Pourcentage minimal d'armatures transversales (A.5.1,22) :

Il faut vérifier :  $S_t \leq \min\{0,9d; 40 \text{ Cm}\}$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa.}$$

| Section [cm <sup>2</sup> ]          | zone     | BEAL      |          |                                     | RPA      |                       | Section Adopté |                                     |              |                      |
|-------------------------------------|----------|-----------|----------|-------------------------------------|----------|-----------------------|----------------|-------------------------------------|--------------|----------------------|
|                                     |          | $\phi$ Cm | $S_t$ Cm | $A_{t \text{ Min}}$ Cm <sup>2</sup> | $S_t$ Cm | $A_t$ Cm <sup>2</sup> | $\phi$ mm      | $S_{t \text{ Min}}$ Cm <sup>2</sup> | Ferrailage   | Adap Cm <sup>2</sup> |
| <b>Poutre principale</b><br>(30x40) | nodale   | 0.8       | 25       | 1.38                                | 10       | 0.9                   | 8              | 10                                  | <b>4 HA8</b> | 2.01                 |
|                                     | Courante |           |          |                                     | 15       | 1.35                  |                | 15                                  | <b>4 HA8</b> | 2.01                 |
| <b>Poutre secondaire</b><br>(30x35) | nodale   | 0.8       | 25       | 1.20                                | 10       | 0.9                   | 8              | 10                                  | <b>4 HA8</b> | 2.01                 |
|                                     | Courante |           |          |                                     | 15       | 1.35                  |                | 15                                  | <b>4 HA8</b> | 2.01                 |

Tableau V.2.3 : Ferrailage d'armatures transversales

## 2) Délimitation de la zone nodale Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003 :

$$\begin{cases} l' = 2 \times h \\ h' = \max \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right) \end{cases}$$

**h** : Hauteur de la poutre.

**b<sub>1</sub>** et **h<sub>1</sub>** : Dimensions du poteau.

**h<sub>e</sub>** : Hauteur entre nus des poteaux.

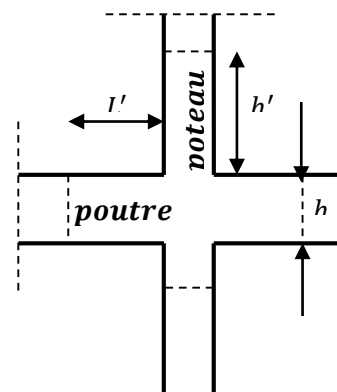


Figure V.2 .2: Délimitation de la zone nodale.

On aura :

- $h' = \max(59.33 ; 50 ; 50 ; 60) = 60 \text{ cm.}$
- **Poutre Principale**  $l' = 2 \times h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm.}$
- **Poutre Secondaire**  $l' = 2 \times h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm.}$

➤ **Remarque :**

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

#### V.2.4 Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99):

Longueur de scellement :  $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$

$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$

Pour  $\emptyset 16$  :  $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm}$

Pour  $\emptyset 14$  :  $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$

Le règlement **BAEL 91 modifié 99** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet "Lc" est au moins égale à **0.4Ls**

Pour  $\emptyset 16$  :  $L_c = 22.572 \text{ cm}$

Pour  $\emptyset 14$  :  $L_c = 19.752 \text{ cm}$

#### V.2.5 Vérification à l'ELU :

##### 1) Vérification condition de non fragilité (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99) :

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F :  $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

➤ **Calcul de la section minimale :**

$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}$

Avec :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

|                   | Localisation | $A_{st}^{min}$ | $A_{Adopte}$ | Observation        |
|-------------------|--------------|----------------|--------------|--------------------|
| Poutre Principale | Travée       | 1.37           | 6.87         | Condition vérifiée |
|                   | Appuis       | 1.37           | 8.63         | Condition vérifiée |
| Poutre Secondaire | Travée       | 1.19           | 6.03         | Condition vérifiée |
|                   | Appuis       | 1.19           | 6.03         | Condition vérifiée |

Tableau V.2.4 : Vérification condition de non fragilité

## 2) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

| Poutres                   | Effort tranchant (KN) | b (cm) | d (cm) | $\tau_u$ (MPa) | $\bar{\tau}_u$ (MPa) | Observation        |
|---------------------------|-----------------------|--------|--------|----------------|----------------------|--------------------|
| Poutre principale (30x40) | 335.65                | 30     | 38     | 0.294          | 2.5                  | Condition vérifiée |
| Poutre secondaire (30x35) | 224.88                | 30     | 33     | 0.227          | 2.5                  | Condition vérifiée |

Tableau V.2.5 : Vérification aux cisaillements.

## 3) Influence de l'effort tranchant :

### ➤ Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :

On se doit de vérifier la relation :

$$\frac{2 \times T_u}{0,9 b d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \quad T_u \leq \frac{0,8 \times 0,9}{2} \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b} \leq 0,36 \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b}$$

| Poutres                   | b (cm) | d (cm) | $F_{c28}$ (MPa) | $\gamma_b$ | Effort tranchant (KN) | T (KN) | Observation        |
|---------------------------|--------|--------|-----------------|------------|-----------------------|--------|--------------------|
| Poutre principale (30x40) | 30     | 38     | 25              | 1,5        | 335.65                | 684    | Condition vérifiée |
| Poutre secondaire (30x35) | 30     | 33     | 25              | 1,5        | 224.88                | 594    | Condition vérifiée |

Tableau V.2.6 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.

### ➤ Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :

Lorsqu'au droit d'un appui :  $T_u + \frac{M_u}{0,9d} > 0$  on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à  $\left(T_u + \frac{M_u}{0,9d}\right) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'où :  $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d}\right)$  Si  $T_u + \frac{M_u}{0,9d} < 0$  la vérification n'est pas nécessaire

**4) Pour les poutres principales :**

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 335.65 - \frac{193.586}{0,9 \times 0,38} = -230.390 < 0$$

**5) Pour les poutres secondaires :**

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 684 - \frac{155.36}{0,9 \times 0,33} = -298.21 < 0$$

→ **Donc aucune vérification n'est nécessaire.**

**6) Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1.3) :**

L'adhérence des barres doit vérifier la relation :  $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}}$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1.5$  : Coefficient scellement HA.

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

| Poutres                          | Ferraillage | Tu     | d  | $\sum u(\text{mm})$ | $\tau_{se}(\text{MPa})$ | $\overline{\tau_{se}}(\text{MPa})$ | Observation               |
|----------------------------------|-------------|--------|----|---------------------|-------------------------|------------------------------------|---------------------------|
| <b>Poutre principale (30x40)</b> | 3HA16       | 333.79 | 38 | 24.49               | 0.398                   | 3.15                               | <b>Condition vérifiée</b> |
| <b>Poutre secondaire (30x35)</b> | 3HA14+3HA12 | 223.48 | 33 | 28.26               | 0.266                   | 3.15                               | <b>Condition vérifiée</b> |

**Tableau V.2.7 : Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres**

**V.2.6 Vérification à l'ELS :****1) Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 BAEL 91 modifié 99) :**

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

2) Etat limite de compression du béton  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.60 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \times \sigma_{st}$$

Avec :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d}$$

|                          | Localisation  | $M_s^{\max}$<br>[kN.m] | $A_{adop}$<br>[cm <sup>2</sup> ] | $\rho_1$ | $\beta_1$ | $\sigma_{st}$<br>(MPa) | $k_1$ | $\sigma_{bc}$ | $\bar{\sigma}_{bc}$ | Observation               |
|--------------------------|---------------|------------------------|----------------------------------|----------|-----------|------------------------|-------|---------------|---------------------|---------------------------|
| <b>Poutre Principale</b> | <b>Travée</b> | 16.88                  | 6.87                             | 0.529    | 0.8913    | 82.65                  | 30.77 | 2.68          | 15                  | <b>Condition vérifiée</b> |
|                          | <b>Appuis</b> | 21.06                  | 8.63                             | 0.529    | 0.8913    | 103.11                 | 30.77 | 3.35          | 15                  | <b>Condition vérifiée</b> |
| <b>Poutre Secondaire</b> | <b>Travée</b> | 20.43                  | 6.03                             | 0.603    | 0.8853    | 101.79                 | 28.75 | 3.54          | 15                  | <b>Condition vérifiée</b> |
|                          | <b>Appuis</b> | 47.42                  | 6.03                             | 0.757    | 0.8743    | 190.45                 | 24.73 | 7.70          | 15                  | <b>Condition vérifiée</b> |

Tableau V.2.8 : Vérification à l'ELS

## V.2.7 Ferrailage des poutres :

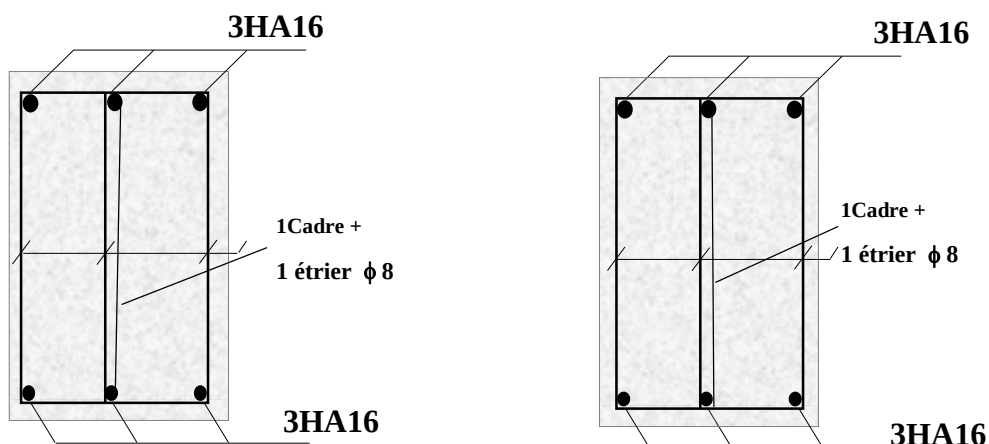


Figure V.2.3 : Ferrailage des poutres secondaires (30-35)

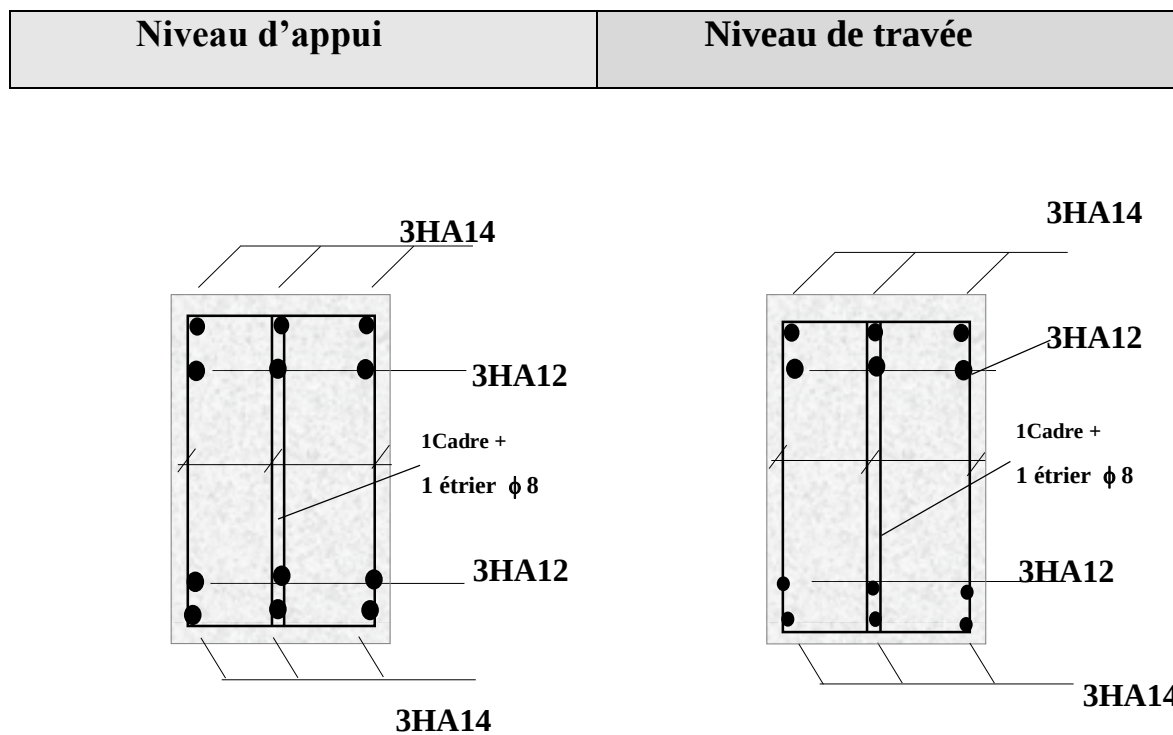


Figure V.2 .4 : Ferraillage des poutres principales (30-40)

### V.3 Ferrailage des Voiles :

#### V.3. 1 Introduction :

Le **RPA/99/version 2003** (Article.3.4. A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité)

Le voile est d'élément structural de contreventement, le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- ✓ Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- ✓ Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Les voiles sont ferrailés en trois types d'armatures

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures de montages

Notre ouvrage comprend deux types de voiles, que nous allons ferrailer par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

Zone I : sous-sol et RDC et entre sol

Zone II: ,1er,2eme, 3eme

Zone III : 4eme et 5eme et 6eme

Zone IV: 7eme

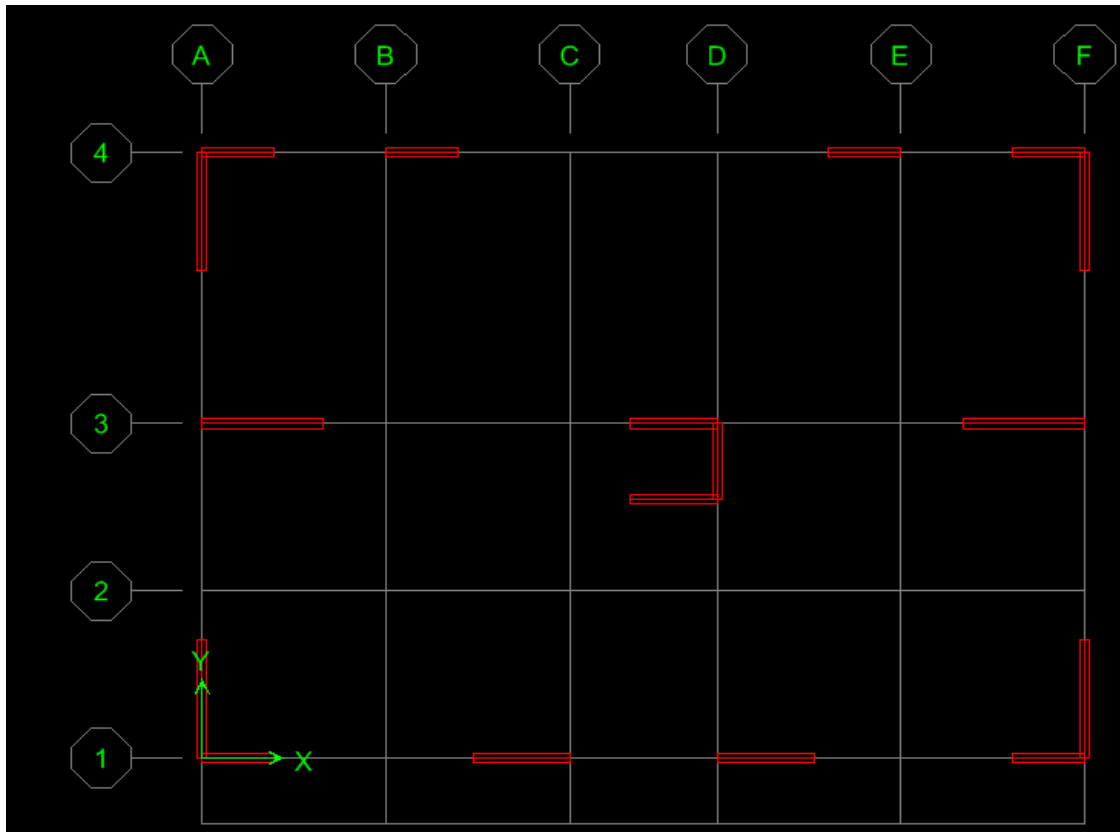
#### V.3.2 combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci- dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à } L'ELU \\ G + Q \text{ à } L'ELS \end{array} \right\} BAEL 91$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} RPA 99/Version 2003$$

Dans notre projet on a introduit les voiles dans les deux directions :



FigureV.3.1 la numérotation des voiles dans l'ETABS.

### V.3.3 comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encastrée à la base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancés  $\frac{h}{l} > 1,5$
- Voile courts  $\frac{h}{l} < 1,5$

### V.3.4 Ferrailage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

**NB :** Dans notre cas le diagramme des contraintes sera tiré directement du fichier résultats du ETABS.

#### ➤ Exposé de la méthode de calcul :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

**B** : section du béton ;

**I** : moment d'inertie du trumeau

**V** et **V'** : bras de levier ;  $V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$ .

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donnée par :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

**h<sub>e</sub>** : hauteur entre nus de planchers du voile considéré ;

**L<sub>c</sub>** : la longueur de la zone comprimée ;

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_t = L - L_c$$

**L<sub>t</sub>** : longueur tendue.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

### ➤ Armatures verticales :

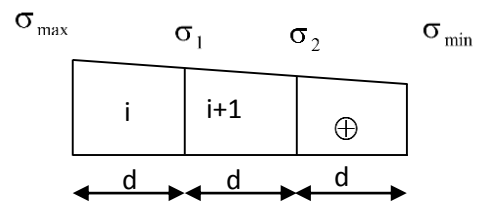
#### ❖ Section entièrement comprimée et entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :

**e** : épaisseur du voile



- Pour une Section entièrement comprimée :

$$A_{Vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

B : section du voile

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa

- Compression simple (Art.A.8.1,2 BAEL91) :

-  $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$  par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.

-  $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$  avec B : section du béton comprimée.

- d) Pour une Section entièrement tendue :

$$A_{Vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

➤ Armateurs minimales :

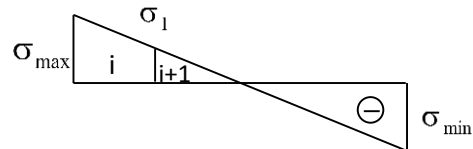
$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.00115B \right\}$$

❖ Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \cdot \sigma_{\max}$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$A_V = \frac{N_i}{\sigma_s} \sigma_{\min}$$



➤ Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10  $\Phi$ .

- D'après le BEAL 91 :  $A_H = \frac{A_v}{4}$
- D'après le RPA 2003 :  $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

-Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

➤ **Armatures transversales : (article 7.7.4.3 du RPA 2003)**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

➤ **Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad (\text{Article 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$

$$T = 1.4 V_u$$

Avec :

$V_u$  : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

➤ **Armatures pour les Potelets :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$ .

➤ **Disposition constructives :**

• **Espacement :**

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA 2005, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec :  $e$  = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

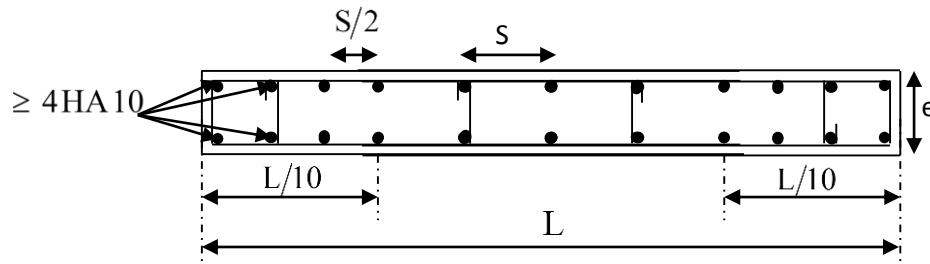


**Figure V-13 : Disposition des armatures verticales dans les voiles**

- **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

$$\Phi_{\max} = \frac{e}{10} = 20 \text{ mm}$$

### V.3.5 Vérification :

#### A-Vérification à L'ELS :

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$N_{\text{ser}}$  : Effort normal appliqué ;

$B$  : Section du béton ;

$A$  : Section d'armatures adoptée.

#### B-Vérification de la contrainte de cisaillement :

**D'après le RPA 2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

Avec :

$b_0$  : Epaisseur du voile .

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ ).

$h$  : Hauteur totale de la section brute

### D'après le BAEL :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec :

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable}$$

## VI-5 Les résultats de calculs :

Les résultats de calculs sont résumés dans les tableaux qui suivent

- **Les voiles transversaux :**

$$VT1 : L = 1.5$$

$$VT2 : L = 1.8$$

$$VT3 : L = 2$$

$$VT4 : L = 2.5$$

- **Les voiles longitudinaux :**

$$VL2 : L = 2.5$$

| Caractéristiques géométriques                   | Zone                                |               | I                  | II       | III      | IV       |
|-------------------------------------------------|-------------------------------------|---------------|--------------------|----------|----------|----------|
|                                                 | h poutre(m)                         |               | 0,35               | 0,35     | 0,35     | 0,35     |
|                                                 | hauteur étage (m)                   |               | 3,91               | 3,06     | 3,06     | 3,06     |
|                                                 | L (m)                               |               | 1,50               | 1,50     | 1,50     | 1,50     |
|                                                 | e (m)                               |               | 0,20               | 0,20     | 0,20     | 0,20     |
|                                                 | B (m²)                              |               | 0,3                | 0,3      | 0,3      | 0,3      |
|                                                 | He                                  |               | 3,910              | 3,060    | 3,060    | 3,060    |
|                                                 | h                                   |               | 3,56               | 2,71     | 2,71     | 2,71     |
| Solicitation de calcul                          | T(kN)                               |               | 69,350             | 132,760  | 112,590  | 90,170   |
|                                                 | N <sub>ser</sub> (kN)               |               | 1920,37            | 731,16   | 404,60   | 122,27   |
|                                                 | Vu (kN)                             |               | 97,090             | 185,864  | 157,626  | 126,238  |
|                                                 | $\sigma_{\max}$ (kN/m²)             |               | 8002,090           | 5598,480 | 3360,870 | 1797,120 |
|                                                 | $\sigma_{\min}$ (kN/m²)             |               | 4800,370           | 724,080  | 663,550  | 982,780  |
|                                                 | $\sigma_s$ (kN/m²)                  |               | 400,00             | 400,00   | 400,00   | 400,00   |
|                                                 | Lt                                  |               | 0,94               | 1,33     | 1,25     | 0,97     |
|                                                 | Lc                                  |               | 0,56               | 0,17     | 0,25     | 0,53     |
|                                                 | d                                   |               | 0,63               | 0,89     | 0,84     | 0,65     |
|                                                 | $\sigma_1$                          |               | 2667,363           | 1866,160 | 1120,290 | 599,040  |
|                                                 | N <sub>1</sub>                      |               | 666,89             | 660,98   | 374,23   | 154,90   |
|                                                 |                                     |               |                    |          |          |          |
| armatures verticales                            | A <sub>v1</sub> /bande (cm²)        |               | 16,67              | 16,52    | 9,36     | 3,87     |
|                                                 | A <sub>vj</sub> (cm²)               |               | 2,67               | 5,11     | 4,33     | 3,47     |
|                                                 | A' <sub>v1</sub> /bande/nappe       |               | 17,80              | 17,34    | 10,44    | 4,74     |
| armatures minimales                             | A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm²) |               | 2,50               | 3,54     | 3,34     | 2,59     |
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | A' <sub>v1</sub> adopté (cm²)       |               | 20.096             | 20.096   | 15,38    | 11,304   |
|                                                 | Choix de A (cm²)                    |               | 10HA16             | 10HA16   | 10HA14   | 10HA12   |
|                                                 | Stmax                               |               | 30                 | 30       | 30       | 30       |
|                                                 | Espacement (cm)                     |               | 15                 | 15       | 15       | 15       |
| Armatures horizontales                          | AH /nappe (cm²)                     |               | 5,02               | 5,02     | 4,50     | 4,50     |
|                                                 | AH adopté (cm²)                     |               | 8,0384             | 6,5312   | 6,5312   | 6,5312   |
|                                                 | choix de la section                 |               | 16HA8              | 13HA8    | 13HA18   | 13HA18   |
| Armatures transversales                         | Espacement st(cm)                   |               | 25                 | 25       | 25       | 25       |
|                                                 | At adoptées                         |               | 4 épingles HA8 /m² |          |          |          |
| Vésications des constructions                   | $\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$        | $\tau_b$      | 0,360              | 0,688    | 0,584    | 0,468    |
|                                                 | 3,26 Mpa                            | $\tau_u$      | 0,257              | 0,492    | 0,417    | 0,334    |
|                                                 | $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$  | $\sigma_{bc}$ | 5,817              | 2,200    | 1,250    | 0,386    |

| Caractéristiques géométriques                   | VOILE SALLE MACHINE                 |               | I                  | II       | III      | IV       |
|-------------------------------------------------|-------------------------------------|---------------|--------------------|----------|----------|----------|
|                                                 | hpoutre(m)                          |               | 0,35               | 0,35     | 0,35     | 0,35     |
|                                                 | hauteur etage (m)                   |               | 3,91               | 3,06     | 3,06     | 3,06     |
|                                                 | L (m)                               |               | 1,80               | 1,80     | 1,80     | 1,80     |
|                                                 | e (m)                               |               | 0,20               | 0,20     | 0,20     | 0,20     |
|                                                 | B (m²)                              |               | 0,36               | 0,36     | 0,36     | 0,36     |
|                                                 | He                                  |               | 3,910              | 3,060    | 3,060    | 3,060    |
|                                                 | h                                   |               | 3,56               | 2,71     | 2,71     | 2,71     |
| Solicitation de calcul                          | T(kN)                               |               | 82,540             | 35,840   | 45,970   | 83,450   |
|                                                 | N <sub>ser</sub> (kN)               |               | 2206,18            | 1086,34  | 674,63   | 242,99   |
|                                                 | Vu (kN)                             |               | 115,556            | 50,176   | 64,358   | 116,830  |
|                                                 | $\sigma_{\max}$ (kN/m²)             |               | 7194,440           | 3508,880 | 2534,770 | 1332,920 |
|                                                 | $\sigma_{\min}$ (kN/m²)             |               | 5062,100           | 2526,340 | 1213,160 | 2682,870 |
|                                                 | $\sigma_s$ (kN/m²)                  |               | 400,00             | 400,00   | 400,00   | 400,00   |
|                                                 | Lt                                  |               | 1,06               | 1,05     | 1,22     | 0,60     |
|                                                 | Lc                                  |               | 0,74               | 0,75     | 0,58     | 1,20     |
|                                                 | d                                   |               | 0,70               | 0,70     | 0,81     | 0,40     |
|                                                 | $\sigma_1$                          |               | 2398,147           | 1169,627 | 844,923  | 444,307  |
|                                                 | N <sub>1</sub>                      |               | 675,69             | 326,41   | 274,29   | 70,79    |
|                                                 |                                     |               |                    |          |          |          |
| armatures verticales                            | A <sub>v1</sub> /bande (cm²)        |               | 16,89              | 8,16     | 6,86     | 1,77     |
|                                                 | A <sub>vj</sub> (cm²)               |               | 3,18               | 1,38     | 1,77     | 3,21     |
|                                                 | A'v1/bande/nappe                    |               | 17,69              | 8,51     | 7,30     | 2,57     |
| armatures minimales                             | A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm²) |               | 2,82               | 2,79     | 3,25     | 1,59     |
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | A'v1 adopté (cm²)                   |               | 20,096             | 15,386   | 13,56    | 6,78     |
|                                                 | Choix de A (cm²)                    |               | 10HA16             | 10HA14   | 12HA12   | 6HA12    |
|                                                 | Stmax                               |               | 30                 | 30       | 30       | 30       |
|                                                 | Espacement (cm)                     |               | 15                 | 15       | 15       | 15       |
| Armatures horizontales                          | AH /nappe (cm²)                     |               | 5,40               | 5,40     | 5,40     | 5,40     |
|                                                 | AH adopté (cm²)                     |               | 8.0384             | 6,5312   | 6,5312   | 6,5312   |
|                                                 | choix de la section                 |               | 16HA8              | 13HA8    | 13HA8    | 13HA18   |
| Armatures transversales                         | Espacement st(cm)                   |               | 25                 | 25       | 25       | 25       |
|                                                 | At adoptées                         |               | 4 épingles HA8 /m² |          |          |          |
| Vérification des contraintes                    | $\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$        | $\tau_b$      | 0,357              | 0,155    | 0,199    | 0,361    |
|                                                 | 3,26 Mpa                            | $\tau_u$      | 0,255              | 0,111    | 0,142    | 0,258    |
|                                                 | $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$  | $\sigma_{bc}$ | 5,655              | 2,882    | 1,803    | 0,658    |

| Caractéristiques géométriques                   | Zone                                |               | I                  | II       | III      | IV      |
|-------------------------------------------------|-------------------------------------|---------------|--------------------|----------|----------|---------|
|                                                 | hpoutre(m)                          |               | 0,35               | 0,35     | 0,35     | 0,35    |
|                                                 | hauteur etage (m)                   |               | 3,91               | 3,06     | 3,06     | 3,06    |
|                                                 | L (m)                               |               | 2,00               | 2,00     | 2,00     | 2,00    |
|                                                 | e (m)                               |               | 0,20               | 0,20     | 0,20     | 0,20    |
|                                                 | B (m²)                              |               | 0,4                | 0,4      | 0,4      | 0,4     |
|                                                 | He                                  |               | 3,910              | 3,060    | 3,060    | 3,060   |
|                                                 | h                                   |               | 3,56               | 2,71     | 2,71     | 2,71    |
| Solicitation de calcul                          | T(kN)                               |               | 31,500             | 38,660   | 51,980   | 118,910 |
|                                                 | N <sub>ser</sub> (kN)               |               | 2209,01            | 1660,46  | 1048,87  | 119,33  |
|                                                 | Vu (kN)                             |               | 44,100             | 54,124   | 72,772   | 166,474 |
|                                                 | $\sigma_{\max}$ (kN/m²)             |               | 5677,130           | 4340,230 | 2643,260 | 740,170 |
|                                                 | $\sigma_{\min}$ (kN/m²)             |               | 5367,910           | 3960,910 | 2601,080 | 143,520 |
|                                                 | $\sigma_s$ (kN/m²)                  |               | 400,00             | 400,00   | 400,00   | 400,00  |
|                                                 | Lt                                  |               | 1,03               | 1,05     | 1,01     | 1,68    |
|                                                 | Lc                                  |               | 0,97               | 0,95     | 0,99     | 0,32    |
|                                                 | d                                   |               | 0,69               | 0,70     | 0,67     | 1,12    |
|                                                 | $\sigma_1$                          |               | 1892,377           | 1446,743 | 881,087  | 246,723 |
|                                                 | N <sub>1</sub>                      |               | 518,76             | 403,43   | 236,85   | 110,21  |
|                                                 |                                     |               |                    |          |          |         |
| armatures verticales                            | A <sub>vt</sub> /bande (cm²)        |               | 12,97              | 10,09    | 5,92     | 2,76    |
|                                                 | A <sub>vj</sub> (cm²)               |               | 1,21               | 1,49     | 2,00     | 4,58    |
|                                                 | A'v1/bande/nappe                    |               | 13,27              | 10,46    | 6,42     | 3,90    |
| armatures minimales                             | A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm²) |               | 2,74               | 2,79     | 2,69     | 4,47    |
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | A'v1 adopté (cm²)                   |               | 15,38              | 11,304   | 11,304   | 11,304  |
|                                                 | Choix de A (cm²)                    |               | 10HA14             | 10HA12   | 10HA12   | 10HA12  |
|                                                 | Stmax                               |               | 30                 | 30       | 30       | 30      |
|                                                 | Espacement (cm)                     |               | 15                 | 15       | 15       | 15      |
| Armatures horizontales                          | AH /nappe (cm²)                     |               | 6,00               | 6,00     | 6,00     | 6,00    |
|                                                 | AH adopté (cm²)                     |               | 8,0384             | 6,5312   | 6,5312   | 6,5312  |
|                                                 | choix de la section                 |               | 16HA8              | 13HA8    | 13HA8    | 13HA8   |
| Armatures transversales                         | Espacement st(cm)                   |               | 25                 | 25       | 25       | 25      |
|                                                 | At adoptées                         |               | 4 épingles HA8 /m² |          |          |         |
| Véification des contraintes                     | $\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$        | $\tau_b$      | 0,123              | 0,150    | 0,202    | 0,462   |
|                                                 | 3,26 Mpa                            | $\tau_u$      | 0,088              | 0,107    | 0,144    | 0,330   |
|                                                 | $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$  | $\sigma_{bc}$ | 5,221              | 3,982    | 2,547    | 0,290   |

| Caractéristiques géométriques                   | Zone                                             |               | I                              | II       | III      | IV       |
|-------------------------------------------------|--------------------------------------------------|---------------|--------------------------------|----------|----------|----------|
|                                                 | hpoutre(m)                                       |               | 0,35                           | 0,35     | 0,35     | 0,35     |
|                                                 | hauteur etage (m)                                |               | 3,91                           | 3,06     | 3,06     | 3,06     |
|                                                 | L (m)                                            |               | 2,50                           | 2,50     | 2,50     | 2,50     |
|                                                 | e (m)                                            |               | 0,20                           | 0,20     | 0,20     | 0,20     |
|                                                 | B (m <sup>2</sup> )                              |               | 0,5                            | 0,5      | 0,5      | 0,5      |
|                                                 | He                                               |               | 3,910                          | 3,060    | 3,060    | 3,060    |
|                                                 | h                                                |               | 3,56                           | 2,71     | 2,71     | 2,71     |
| Solicitation de calcul                          | T(kN)                                            |               | 332,760                        | 488,620  | 86,530   | 160,130  |
|                                                 | N <sub>ser</sub> (kN)                            |               | 731,16                         | 1739,33  | 861,48   | 200,75   |
|                                                 | Vu (kN)                                          |               | 465,864                        | 684,068  | 121,142  | 224,182  |
|                                                 | $\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )             |               | 5598,480                       | 7152,500 | 2430,180 | 1926,950 |
|                                                 | $\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )             |               | 824,080                        | 5998,680 | 1017,020 | 1123,630 |
|                                                 | $\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )                  |               | 400,00                         | 400,00   | 400,00   | 400,00   |
|                                                 | Lt                                               |               | 2,18                           | 1,36     | 1,76     | 1,58     |
|                                                 | Lc                                               |               | 0,32                           | 1,14     | 0,74     | 0,92     |
|                                                 | d                                                |               | 1,45                           | 0,91     | 1,17     | 1,05     |
|                                                 | $\sigma_1$                                       |               | 1866,160                       | 2384,167 | 810,060  | 642,317  |
|                                                 | N <sub>1</sub>                                   |               | 1084,48                        | 864,45   | 380,71   | 270,49   |
|                                                 |                                                  |               |                                |          |          |          |
| armatures verticales                            | A <sub>vl</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )        |               | 27,11                          | 21,61    | 9,52     | 6,76     |
|                                                 | A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )               |               | 12,81                          | 18,81    | 3,33     | 6,17     |
|                                                 | A'v1/bande/nappe                                 |               | 30,31                          | 24,31    | 10,35    | 8,30     |
| armatures minimales                             | A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> ) |               | 5,81                           | 3,63     | 4,70     | 4,21     |
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )                   |               | 30.77                          | 24 ,6176 | 18,0864  | 18,0864  |
|                                                 | Choix de A (cm <sup>2</sup> )                    |               | 20HA14                         | 16HA14   | 16HA12   | 16HA12   |
|                                                 | Stmax                                            |               | 30                             | 30       | 30       | 30       |
|                                                 | Espacement (cm)                                  |               | 15                             | 15       | 15       | 15       |
| Armatures horizontales                          | AH /nappe (cm2)                                  |               | 7,69                           | 7,50     | 7,50     | 7,50     |
|                                                 | AH adopté (cm2)                                  |               | 8 ,0384                        | 10,205   | 10,205   | 10,205   |
|                                                 | choix de la section                              |               | 16HA8                          | 13HA10   | 13HA10   | 13HA10   |
| Armatures transversales                         | Espacement st(cm)                                |               | 25                             | 25       | 25       | 25       |
|                                                 | At adoptées                                      |               | 4 épingles HA8 /m <sup>2</sup> |          |          |          |
| Véification des contraintes                     |                                                  | $\tau_b$      | 1,035                          | 1,520    | 0,269    | 0,498    |
|                                                 | 3,26 Mpa                                         | $\tau_u$      | 0,739                          | 1,086    | 0,192    | 0,356    |
|                                                 | $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$               | $\sigma_{bc}$ | 1,339                          | 3,208    | 1,660    | 0,389    |

| Caractéristiques géométriques                   | Zone                                             |               | I                              | II       | III      | IV       |
|-------------------------------------------------|--------------------------------------------------|---------------|--------------------------------|----------|----------|----------|
|                                                 | hpoutre(m)                                       |               | 0,40                           | 0,40     | 0,40     | 0,40     |
|                                                 | hauteur etage (m)                                |               | 3,91                           | 3,06     | 3,06     | 3,06     |
|                                                 | L (m)                                            |               | 2,50                           | 2,50     | 2,50     | 2,50     |
|                                                 | e (m)                                            |               | 0,20                           | 0,20     | 0,20     | 0,20     |
|                                                 | B (m <sup>2</sup> )                              |               | 0,5                            | 0,5      | 0,5      | 0,5      |
|                                                 | He                                               |               | 3,910                          | 3,060    | 3,060    | 3,060    |
|                                                 | h                                                |               | 3,51                           | 2,66     | 2,66     | 2,66     |
| Solicitation de calcul                          | T(kN)                                            |               | 332,760                        | 488,620  | 86,530   | 560,130  |
|                                                 | N <sub>ser</sub> (kN)                            |               | 731,16                         | 1739,33  | 861,48   | 200,75   |
|                                                 | Vu (kN)                                          |               | 465,864                        | 684,068  | 121,142  | 224,182  |
|                                                 | $\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )             |               | 5598,480                       | 7152,500 | 2430,180 | 1926,950 |
|                                                 | $\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )             |               | 824,080                        | 5998,680 | 1017,020 | 1123,630 |
|                                                 | $\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )                  |               | 400,00                         | 400,00   | 400,00   | 400,00   |
|                                                 | Lt                                               |               | 2,18                           | 1,36     | 1,76     | 1,58     |
|                                                 | Lc                                               |               | 0,32                           | 1,14     | 0,74     | 0,92     |
|                                                 | d                                                |               | 1,45                           | 0,91     | 1,17     | 1,05     |
|                                                 | $\sigma_1$                                       |               | 1866,160                       | 2384,167 | 810,060  | 642,317  |
|                                                 | N <sub>1</sub>                                   |               | 1084,48                        | 864,45   | 380,71   | 270,49   |
|                                                 |                                                  |               |                                |          |          |          |
| armatures verticales                            | A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )        |               | 27,11                          | 21,61    | 9,52     | 6,76     |
|                                                 | A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )               |               | 12,81                          | 18,81    | 3,33     | 6,17     |
|                                                 | A'v1/bande/nappe                                 |               | 30,31                          | 24,31    | 10,35    | 8,30     |
| armatures minimales                             | A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> ) |               | 5,81                           | 3,63     | 4,70     | 4,21     |
| Ferrailage adopté pour les armatures verticales | A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )                   |               | 30.77                          | 24,6176  | 18,0864  | 18,0864  |
|                                                 | Choix de A (cm <sup>2</sup> )                    |               | 20HA14                         | 16HA14   | 16HA12   | 16HA12   |
|                                                 | Stmax                                            |               | 30                             | 30       | 30       | 30       |
|                                                 | Espacement (cm)                                  |               | 15                             | 15       | 15       | 15       |
| Armatures horizontales                          | AH /nappe (cm2)                                  |               | 7,69                           | 7,50     | 7,50     | 7,50     |
|                                                 | AH adopté (cm2)                                  |               | 8 ,0384                        | 10,205   | 10,205   | 10,205   |
|                                                 | choix de la section                              |               | 16HA8                          | 13HA10   | 13HA10   | 13HA10   |
| Armatures transversales                         | Espacement st(cm)                                |               | 25                             | 25       | 25       | 25       |
|                                                 | At adoptées                                      |               | 4 épingles HA8 /m <sup>2</sup> |          |          |          |
| Vérification des contraintes                    | $\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$                     | $\tau_b$      | 1,035                          | 1,520    | 0,269    | 0,498    |
|                                                 | 3,26 Mpa                                         | $\tau_u$      | 0,739                          | 1,086    | 0,192    | 0,356    |
|                                                 | $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$               | $\sigma_{bc}$ | 1,339                          | 3,208    | 1,660    | 0,389    |

# Chapitre VI

## Calcul de l'infrastructure

## VI.1 Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes .
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction .
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

- ❖ Les fondations superficielles.
- ❖ Les fondations profondes.

Le choix du type de fondations se fait selon l'importance de l'ouvrage et des caractéristiques mécaniques et physiques du sol, elles sont réalisées d'une manière à assurer :

- La stabilité de l'ouvrage,
- Eviter les glissements de l'ouvrage pour les constructions réalisées sur un terrain en pente,
- Eviter le déplacement de l'ouvrage sous l'action des forces horizontales ou obliques Appliquées à la structure (vent, séisme...etc.),
- Limitation des tassements compatibles.

## VI.2 Type de fondations :

Le type de fondations est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage
- La nature du terrain et sa résistance
- Profondeur du bon sol
- Le tassement du sol

### VI.2.1 Les fondations superficielles :

Généralement elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

### VI.2.2 Les fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits.

**NB :** Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

### VI.3 Choix du type de fondations :

#### ➤ La contrainte admissible du sol :

Pour des raisons économiques ou que le sol est jugé de bonne qualité, on pourra estimer ce taux de travail en fonction de la constitution du sol et choisir dans la liste ci-dessous (1Mpa = 10bars) → voir **DTU 13.11** :

| Type de site                                                            | $\sigma_{adm}$ |
|-------------------------------------------------------------------------|----------------|
| Limon de plateau                                                        | 1.5 à 3.0 bars |
| Terre à meulière                                                        | 3.0 à 4.5 bars |
| Marne verte, argile                                                     | 0.7 à 4.5 bars |
| Alluvions anciennes, sables, graviers                                   | 6.0 à 9.0 bars |
| Sables de Beauchamp                                                     | 7.5 à 15 bars  |
| Craie                                                                   | 9.0 à 10 bars  |
| Marne + caillasse                                                       | 7.5 à 15 bars  |
| Calcaire grossier                                                       | 18 à 45 bars   |
| Roches peu fissurées saines non désagrégées de stratification favorable | 7.5 à 4.5 bars |
| Terrain non cohérent à bonne compacité                                  | 3.5 à 7.5 bars |
| Terrain non cohérent à moyenne compacité                                | 2.0 à 4.0 bars |
| Argile                                                                  | 0.3 à 3.0 bars |

**Tableau VI .1 : contrainte admissible 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  $\sigma_{sol} = 2.00 \text{ bars} = 0.2 \text{ MPa}$ , située à une profondeur de 2m (Site non cohérent à moyenne compacité). En l'absence d'une nappe phréatique il n'y aura pas de risque de remontée des eaux.

**Remarque :**

Vu l'ampleur de notre bâtiment et du fait que la structure est un système «> voile porteur >>, le calcul des semelles isolées n'est pas faisable. Alors on passe au calcul des semelles filantes.

**➤ Semelles filantes :****❖ Semelles filantes sous voiles :**

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{\text{sol}} \times L}$$

- **B** : Largeur de la semelle.
- **L** : Longueur de la semelle (longueur du voile).
- **G** : Charge permanente revenant au voile considéré.
- **Q** : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.
- **$\sigma_{\text{sol}}$** : contrainte admissible du sol. ( **$\sigma_{\text{sol}} = 0.2\text{MPa}$** )

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

|                            | Voiles     | Longueur | Ns max<br>(KN) | Largeur<br>B(m) | S= L×B<br>(m2) | Nombres | S totale (m <sup>2</sup> ) |
|----------------------------|------------|----------|----------------|-----------------|----------------|---------|----------------------------|
| <b>Voiles transversal</b>  | <b>VT1</b> | 2.5      | 482.549        | 0.38            | 0.95           | 4       | 3.8                        |
|                            | <b>VT2</b> | 1.6      | 992.873        | 1.24            | 1.984          | 1       | 1.984                      |
| <b>Voiles longitudinal</b> | <b>VL1</b> | 1.5      | 407.760        | 0.54            | 0.81           | 6       | 4.86                       |
|                            | <b>VL2</b> | 2        | 794.617        | 0.79            | 1.58           | 2       | 3.16                       |
|                            | <b>VL3</b> | 2.5      | 655.171        | 0.52            | 1.3            | 2       | 2.6                        |
|                            | <b>VL4</b> | 2        | 527.233        | 0.53            | 1.06           | 2       | 2.12                       |
|                            |            |          |                |                 |                |         | <b>18.52</b>               |

**Tableau VI. 2 : Largeur de semelles filantes sous voiles**

**❖ Semelles sous poteaux :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

➤ **Etape de calcul :**

Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$

Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$

$e_i$  : Excentricité par rapport au centre de gravité.

Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$\begin{cases} e < \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ e > \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_{\min} = \frac{N}{L} \left( 1 - \frac{6 \times e}{L} \right) \\ q_{\max} = \frac{N}{L} \left( 1 + \frac{6 \times e}{L} \right) \cdot B \geq \frac{q_{(\frac{L}{4})}}{\sigma_{\text{sol}}} \\ q_{(\frac{L}{4})} = \frac{N}{L} \left( 1 + \frac{3 \times e}{L} \right) \end{cases}$$

➤ **Détermination de la résultante des charges :**

On fera le calcul pour le portique le plus sollicité, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| Poteaux | $N_{s \max}$ (KN) | $M_s$ (KN. m) | $e_i$ (m) | $N_s \times e_i$ (KN. m) |
|---------|-------------------|---------------|-----------|--------------------------|
| A       | 1416.360          | 0.424         | -9.125    | -12924.285               |
| B       | 1204.661          | 0.551         | -5.325    | -6414.819                |
| C       | 1825.193          | 11.527        | -1.525    | -2783.419                |
| D       | 1818.261          | -11.424       | 1.525     | 2772.848                 |
| E       | 1187.178          | -0.156        | 5.325     | 6321.722                 |
| F       | 1386.176          | -0.341        | 9.125     | 12648.856                |
| Somme   | 8837.829          | 0.581         | /         | -379.097                 |

**Tableau VI .3 : Résultats de calcul d'une semelle filante sous poteaux.**

Les coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-379.097 + 0.581}{8837.829} = -0.042 \text{ m.}$$

$$e = -0.042 \text{ m} < \frac{l}{6} = \frac{18.25}{6} = 3.04 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale..}$$

$$\begin{cases} q_{\min} = \frac{N}{L} \left( 1 - \frac{6 \times e}{L} \right) = \frac{8837.829}{18.25} \left( 1 - \frac{6 \times (-0.042)}{18.25} \right) = 490.95 \text{ KN/ml.} \\ q_{\max} = \frac{N}{L} \left( 1 + \frac{6 \times e}{L} \right) = \frac{8837.829}{18.25} \left( 1 + \frac{6 \times (-0.042)}{18.25} \right) = 444.14 \text{ KN/ml.} \\ q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{N}{L} \left( 1 + \frac{3 \times e}{L} \right) = \frac{8837.829}{18.25} \left( 1 + \frac{3 \times (-0.042)}{18.25} \right) = 480.92 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

$$B \geq \frac{q_{\left(\frac{L}{4}\right)}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{480.92}{200} = 2.4 \text{ m.}$$

La surface de la semelle filante sous poteau :  $S_p = B \times L = 2.4 \times 11.85 = 28.44 \text{ m}^2$ .

La surface totale des semelles filantes sous poteaux :  $S_p = S \times n$

$$S_{t \text{ Pot}} = 28.44 \times 6 = 170.64 \text{ m}^2$$

La surface totale des semelles filantes est :

$$S_{\text{tot}} = S_{v \text{ tot}} + S_{t \text{ Pot}} = 18.52 + 170.64 = 189.16 \text{ m}^2.$$

La surface totale de la structure :  $S_{t \text{ structure}} = 18.25 \times 11.85 = 219.46 \text{ m}^2$ .

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{t \text{ semelles}}}{S_{t \text{ structure}}} = \frac{189.16}{219.46} = 0.86 \rightarrow \text{La surface des semelles représente } 86\% \text{ de la surface totale}$$

### Remarque :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à 50 % de la surface totale du bâtiment, et donc nous opterons pour un radier.

### VI.3.3 Calcul d'un radier :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier .

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation.
- Facilite le coffrage.
- Est exécutable rapidement.
- Convient mieux aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

### VI.3.3.1 Pré-dimensionnement du radier :

Selon la condition d'épaisseur minimale : la hauteur du radier doit avoir au moins  $h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$ .

- Selon la condition forfaitaire :

Selon la condition forfaitaire :  $\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$

Avec :

$h$  : épaisseur du radier.

$L_{\max}$  : distance entre deux voiles successifs.  $L_{\max} = 4.75 \text{ m}$ .

$$\frac{4.75}{8} \leq h \leq \frac{4.75}{5} \Rightarrow 0.59 \leq h \leq 0.95, \text{ On opte pour } h = 80 \text{ cm.}$$

#### 1) Dalle :

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{4.75}{20} = 23.75 \text{ cm} \Rightarrow h_d = 30 \text{ cm.}$$

#### ✓ Dalle flottante:

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{4.75}{50} \leq h_t \leq \frac{4.75}{40} \rightarrow 9.5 \text{ cm} \leq h_t \leq 11.875 \text{ cm} \text{ soit } h_t = 10 \text{ cm.}$$

#### 2) Nervure :

##### ✓ La hauteur de la nervure :

La hauteur de la nervure doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{4.75}{10} = 47.5 \text{ cm} \Rightarrow h_n = 80 \text{ cm.}$$

##### ✓ La largeur de la nervure :

$$0.4 \times h_n \leq b_n \leq 0.7 \times h_n \Rightarrow 0.4 \times 80 \leq b_n \leq 0.7 \times 80$$

$$\Rightarrow 32 \leq b_n \leq 56, \text{ On opte pour : } b_n = 45 \text{ cm.}$$

## ✓ Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \text{ Ce qui nous conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

**L<sub>e</sub>** : Longueur élastique.

**K** : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface K= 40 MPa pour un sol moyen.

**I** : L'inertie de la section du radier (bande de 1m).

**E** : Module de déformation longitudinale déferée.  $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$ .

**L<sub>max</sub>** : Distance maximale entre nus des nervures.

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.75\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0.962 \text{ m, On adopte pour : } h = 100 \text{ cm}$$

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- Hauteur de la nervure:  $h = 100 \text{ cm}$ .
- Largeur de la nervure :  $b_n = 45 \text{ cm}$ .
- Hauteur de la dalle :  $h_d = 30 \text{ cm}$ .
- La dalle flottante :  $e_f = 10 \text{ cm}$

## ➤ Détermination des Surface :

|                          |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             |                                                                                                                    |
|--------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Chargement               | Charge permanente                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                           | $G=21065.95 \text{ KN}$                                                                                            |
|                          | Charge d'exploitation                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                       | $Q=2615.61 \text{ KN}$                                                                                             |
| Combinaison d'action     | ELU                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         | $N_u = 1.35 \times G + 1.50 \times Q$<br>$N_u = 1.35 \times 21065.95 + 1.50 \times 2615.92 = 32362.912 \text{ KN}$ |
|                          | ELS                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         | $N_s = G + Q$<br>$N_s = 21065.95 + 2615.92 = 23681.87 \text{ KN}$                                                  |
| Surface                  | ELU                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         | $S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{32362.921}{1.33 \times 200} = 121.66 \text{ m}^2$ |
|                          | ELS                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         | $S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{23681.87}{200} = 118.41 \text{ m}^2$                          |
|                          | Surface adoptée                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             | $S_{rad} = \max\{S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}\} = 121.66 \text{ m}^2$                                              |
|                          | La surface du bâtiment                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                      | $S_{bat} = 216.26 \text{ m}^2$                                                                                     |
| Conclusion               | <p> <math>S_{bat} = 249.90 \text{ m}^2 &gt; S_{rad} = 48.66 \text{ m}^2</math><br/>           Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :         </p> $L_{déb} \geq \max\left\{\frac{h_{ner}}{2}; 30\text{cm}\right\} = \max\left\{\frac{100}{2}; 30\text{cm}\right\} = 50\text{cm}$ <p> <math>L_{déb} = 50 \text{ cm}</math> </p> |                                                                                                                    |
| Surface du débord        | $S_{déb} = (18.25 + 11.85) \times 2 \times 0.5 = 30.1 \text{ m}^2$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                          |                                                                                                                    |
| Surface totale du radier | $S_{rad} = S_{déb} + S_{bat} = 30.1 + 216.26 = 246.36 \text{ m}^2$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                          |                                                                                                                    |

Tableau VI .4 :Détermination des Surface

## ➤ Détermination des efforts à la base du radier :

|                             |                             |                                                                                                                                                                                                                            |                     |
|-----------------------------|-----------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------|
| Poids du bâtiment           |                             | <b>G=21065.95 KN</b>                                                                                                                                                                                                       |                     |
| Poids du radier             | Poids de la dalle           | $P_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b$ $P_{dalle} = 246.36 \times 0.30 \times 25$                                                                                                                                  | <b>1847.7 KN</b>    |
|                             | Poids de la nervure         | $P_{ner} = b_n \times h_n \times \rho_b \times \sum (L_x \times n + L_y \times m)$ $P_{ner} = 0.35 \times 1 \times 25 \times 156.9$                                                                                        | <b>1372.875 KN</b>  |
|                             | Poids de TVO                | $P_{TVO} = S_{rad} - S_{ner} \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$ $S_{ner} = b_n \times \sum (L_x \times n + L_y \times m) = 0.35 \times 156.9$ $= 54.915 \text{ m}^2$ $P_{TVO} = (246.36 - 54.915) \times 0.7 \times 17$ | <b>2278.1955 KN</b> |
|                             | Poids de la dalle flottante | $P_{dalle \text{ flottante}} = S_{rad} \times e_f \times \rho_b$ $P_{dalle \text{ flottante}} = 246.36 \times 0.1 \times 25$                                                                                               | <b>615.9 KN</b>     |
| Poids de radier             |                             |                                                                                                                                                                                                                            | <b>6114.67 KN</b>   |
| Surcharge d'exploitation    |                             | Surcharge de bâtiment Q                                                                                                                                                                                                    | <b>Q=2615.61KN</b>  |
|                             |                             | Surcharge du radier $Q = 5 \times 246.36$                                                                                                                                                                                  | <b>1231.8 KN</b>    |
| Poids total de la structure |                             | $G_T = G_b + G_{rad} = 21065.95 + 6114.67$                                                                                                                                                                                 | <b>27180.62 KN</b>  |
|                             |                             | $Q_t = Q_b + Q_{rad} = 2615.61 + 1231.8$                                                                                                                                                                                   | <b>3847.41 KN</b>   |
| Combinaisons                | ELU                         | $N_u = 1.35G + 1.50Q$ $N_u = 1.35 \times 27180.62 + 1.50 \times 3847.41$                                                                                                                                                   | <b>42464.952 KN</b> |
|                             | ELS                         | $N_s = G + Q$ $N_s = 27180.62 + 3847.41$                                                                                                                                                                                   | <b>31028.03 KN</b>  |

Tableau VI .5 :Détermination des efforts à la base du radier

## • Vérifications :

## 1) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Tableau VI . 6 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

|                                                             |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        |
|-------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Contrainte de cisaillement                                  | $T_u^{\max} = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$ $T_u^{\max} = \frac{42464.925 \times 1}{246.36} \times \frac{4.75}{2} = 409.37 \text{ KN}$ $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{409.37 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 300} = \mathbf{1.51 \text{ MPa}}$ |
| Contrainte de cisaillement admissible                       | $\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 2.50 \text{ MPa} \right\} = \mathbf{2.50 \text{ MPa}}$                                                                                                                                                                                                       |
| $\tau_u = 1.51 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.50 \text{ MPa}$ |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        |
| <b>Condition vérifiée</b>                                   |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        |

## 2) Vérification de la stabilité de radier :

|                       |                                       |                                                                                                                                                                        |                        |
|-----------------------|---------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------|
| ✓ Sens longitudinal : | Calcul du centre de gravité du radier | $X_G = \frac{\sum \Omega_i \times X_i}{\sum \Omega_i}$                                                                                                                 | 9.125 m                |
|                       | Moment d'inertie                      | $I_{yy}$                                                                                                                                                               | 6002.41 m <sup>4</sup> |
|                       | Moment à la base                      | $M = M_0 + T_0 \times h$ $M_x = 52000.44 + 2365.14 \times 1 = 54365.58 \text{ KN.m}$                                                                                   |                        |
|                       | ELU                                   | $\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times X_G$ $\sigma_1 = \frac{42464.925}{246.36} + \frac{54365.58}{6002.41} \times 9.125 = 255.01 \text{ KN/m}^2$ |                        |
|                       |                                       | $\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times X_G$ $\sigma_2 = \frac{42464.925}{246.36} - \frac{54365.58}{6002.41} \times 9.125 = 89.72 \text{ KN/m}^2$  |                        |
|                       | $\sigma_m$                            | $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 255.01 + 89.72}{4} = 213.68 \text{ KN/m}^2$                                             |                        |
|                       | Observation                           | $\sigma_m = 213.68 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1.33 \times \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$                                                                       | Condition vérifiée     |
|                       | ELS                                   | $\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times X_G$ $\sigma_1 = \frac{31028.03}{246.36} + \frac{54365.58}{6002.41} \times 9.125 = 208.59 \text{ KN/m}^2$  |                        |
|                       |                                       | $\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times X_G$ $\sigma_2 = \frac{31028.03}{246.36} - \frac{54365.58}{6002.41} \times 9.125 = 43.29 \text{ KN/m}^2$   |                        |
|                       | $\sigma_m$                            | $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 208.59 + 43.29}{4} = 167.26 \text{ KN/m}^2$                                             |                        |
|                       | Observation                           | $\sigma_m = 167.26 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$                                                                                   | Condition vérifiée     |

Tableau VI.7 : Vérification de la stabilité de radier (sens longitudinal).

|                      |                                       |                                                                                                                                                                             |                        |
|----------------------|---------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------|
| ✓ Sens transversal : | Calcul du centre de gravité du radier | $Y_G = \frac{\sum \Omega_i \times X_i}{\sum \Omega_i}$                                                                                                                      | 5.925 m                |
|                      | Moment d'inertie                      | $I_{xx}$                                                                                                                                                                    | 2530.67 m <sup>4</sup> |
|                      | Moment à la base                      | $M = M_0 + T_0 \times h$ $M_y = 46948.91 + 2158.76 \times 1 = 49107.67 \text{ KN.m}$                                                                                        |                        |
|                      | ELU                                   | $\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times Y_G$ $\sigma_1 = \frac{42464.925}{246.36} + \frac{49107.67}{2530.67} \times 5.925 = 287.34 \text{ KN/m}^2$      |                        |
|                      |                                       | $\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times Y_G$ $\sigma_2 = \frac{42464.925}{246.36} - \frac{49107.67}{2530.67} \times 5.925 = 57.39 \text{ KN/m}^2$       |                        |
|                      | $\sigma_m$                            | $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 287.34 + 57.39}{4} = 229.85 \text{ KN/m}^2$                                                  |                        |
|                      | Observation                           | $\sigma_m = 229.85 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1.33 \times \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée                                                         |                        |
|                      | ELS                                   | $\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{31028.03}{246.36} + \frac{49107.67}{2530.67} \times 5.925 = 240.92 \text{ KN/m}^2$ |                        |
|                      |                                       | $\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{31028.03}{246.36} - \frac{49107.67}{2530.67} \times 5.925 = 10.96 \text{ KN/m}^2$  |                        |
|                      | $\sigma_m$                            | $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 240.92 + 10.96}{4} = 183.43 \text{ KN/m}^2$                                                  |                        |
|                      | Observation                           | $\sigma_m = 183.43 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée                                                                     |                        |

Tableau VI.8 : Vérification de la stabilité de radier (sens transversal)

### 3) Vérification de la stabilité au renversement :(Art A.10.1.5 RPA99/Version 2003) :

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$\left( e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \right)$$

$$e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{54365.58}{31028.03} = 1.75 \text{ m} < \frac{18.25}{4} = 4.56 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_s} = \frac{49107.67}{31028.03} = 1.58 \text{ m} < \frac{11.85}{4} = 2.96 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### VI.3.4 Ferrailage du radier :

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le B.E.A.L91 modifié 99.

#### VII.3.4.1 Ferrailage de la dalle du radier (panneaux encastrés sur 4 appuis) :

On distingue deux cas :

**1<sup>er</sup> Cas :** si  $\rho < 0.4 \implies$  le panneau de dalle travaille dans un seul sens.

$$M_0^x = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \quad ; \quad M_0^y = 0$$

**2<sup>eme</sup> Cas :** si  $0.4 \leq \rho \leq 1 \implies$  le panneau de dalle travaille dans deux sens.

$$\text{Dans le sens de plus petite portée } L_x: M_0^x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y: M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

Les coefficients  $\mu_x$  ;  $\mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y}$$

#### Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

➤ **Chargement :**

Le panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.80}{4.75} = 0.80 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0561 \\ \mu_y = 0.5959 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

Le poids propre du radier étant directement repris par le sol, doit être soustrait de la contrainte maximale  $\sigma_m^{\max}$ .

$$\text{A L'ELU : } q_u^m = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 204.66 - \frac{6114.67}{246.36} = 179.84 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A L'ELS : } q_s^m = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 161.85 - \frac{6114.67}{246.36} = 137.03 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Calcul des moments isostatiques à l'ELU :**

$$M_x = 0.0561 \times 179.84 \times 3.80^2 = 145.68 \text{ KN m.}$$

$$M_y = 0.5959 \times 145.68 = 86.81 \text{ KN m.}$$

**Remarque :**

Comme le panneau étudié est un panneau de rive et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

0,85 : pour les moments en travées,

0,50 : pour les moments sur appuis intermédiaires,

0,30 : pour les moments sur appuis de rive.

$$\text{Moment aux appuis : } \begin{cases} M_x^a = 0.3 \times 145.68 = 43.70 \text{ KN m.} \\ M_y^a = 0.3 \times 86.81 = 26.04 \text{ KN m.} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travées : } \begin{cases} M_x^t = 0.85 \times 145.68 = 123.82 \text{ KN m.} \\ M_y^t = 0.85 \times 86.81 = 73.78 \text{ KN m.} \end{cases}$$

**1) Ferrailage à ELU :**• **Sens longitudinale :**✓ **Aux appuis :**

$$\mu_{\text{ap}} = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{43.70 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.042 < \mu_{\text{id}} = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0.042 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.976$$

$$A_x^a = \frac{M_{ux}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{43.70 \times 10^3}{0.976 \times 27 \times 348} = 4.76 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **7HA12**  $\Rightarrow A_{ad}^x = 7.91 \text{ cm}^2$ , Avec  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

✓ **En travées :**

$$\mu = \frac{M_{ux}^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{123.82 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.120 < \mu_{id} = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0.120 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.936$$

$$A_x^t = \frac{M_{ux}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{123.82 \times 10^3}{0.936 \times 27 \times 348} = 14.07 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **7HA16**  $\Rightarrow A_{ad}^x = 14.08 \text{ cm}^2$   
Avec  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

• **Sens transversale :**

✓ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_y^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{26.04 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.025 < \mu_{id} = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0.025 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.9875$$

$$A_y^a = \frac{M_{uy}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{26.04 \times 10^3}{0.9875 \times 27 \times 348} = 2.80 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **6HA12**  $\Rightarrow A_{ad}^x = 6.78 \text{ cm}^2$ , Avec  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

✓ **En travées :**

$$\mu = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{73.78 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.071 < \mu_{id} = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0.071 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.9635$$

$$A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{73.78 \times 10^3}{0.9635 \times 27 \times 348} = 8.15 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **6HA14**  $\Rightarrow A_{ad}^x = 9.23 \text{ cm}^2$ , Avec  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

| Zone       | Sens | M (KN.m) | $\mu$   | $\mu_1$ | Obs.  | $\beta$ | As    | Ferraillage | S <sub>t</sub> (cm) | Section (cm <sup>2</sup> ) |
|------------|------|----------|---------|---------|-------|---------|-------|-------------|---------------------|----------------------------|
| En travée  | X-X  | 123.82   | 0.120   | 0.392   | S.S.A | 0.936   | 14.10 | 7HA16       | 15                  | 14.08                      |
|            | Y-Y  | 73.78    | 0, .071 |         | S.S.A | 0.9635  | 8.15  | 6HA14       | 20                  | 9.23                       |
| Aux appuis | X-X  | 43.70    | 0.042   |         | S.S.A | 0.976   | 4.29  | 7HA12       | 15                  | 7.91                       |
|            | Y-Y  | 26.04    | 0.025   |         | S.S.A | 0.9875  | 2.53  | 6HA12       | 20                  | 6.78                       |

Tableau VI.9 : Récapitulatif des résultats dans les deux sens.

## 2) Vérification à l'ELU :

## ❖ Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91/ Art A.4.2.1) :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 30 = 3.62 \text{ cm}^2$$

|          |     | A adopté (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | Observation        |
|----------|-----|-----------------------------|-------------------------------------|--------------------|
| Sens x-x | ELU | 14.08                       | 3.62                                | Condition vérifiée |
|          |     | 7.91                        |                                     | Condition vérifiée |
| Sens y-y | ELU | 9.23                        | 3.62                                | Condition vérifiée |
|          |     | 6.78                        |                                     | Condition vérifiée |

Tableau VI .10 : Vérification de la condition de non fragilité

## ❖ Espacement des armatures (Art A.4.5, 33 BAEL 91 modifiée 99) :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

## ✓ Sens longitudinal :

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(90 ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## ✓ Sens transversal :

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(120 ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## ❖ Vérification de la contrainte tangentielle (Art .A.5.2,2 BAEL91 modifiée99)

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

- **Au milieu de  $L_y$  :**

$$P = q_u \times l_x \times l_y = 179.84 \times 3.80 \times 4.75 = 3246.112$$

$$V_u = \frac{P}{3 \times l_y} = \frac{3246.112}{3 \times 4.75} = 227.79$$

- **Au milieu de  $L_x$  :**

$$T_u = \frac{P}{2 \times l_y + l_x} = \frac{3246.112}{2 \times 4.75 + 3.80} = 244.06$$

$$\tau_u = \frac{227.79 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0.843$$

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

$$\tau_u = 0.843 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### 3) Vérification à l'ELS :

#### ❖ Evaluation des moments $M_x$ ; $M_y$ :

- **Sens longitudinal :**

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_0^x = 0.0561 \times 137.03 \times 3.80^2 = 111 \text{ KN m.}$$

✓ **Moment aux appuis :**  $M_a^x = 0.3 \times 111 = 33.3 \text{ KN m.}$

✓ **Moment en travées :**  $M_t^x = 0.85 \times 111 = 94.35 \text{ KN m.}$

- **Sens transversal :**

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

$$M_0^y = 0.5959 \times 111 = 66.14 \text{ KNm.}$$

✓ **Moment aux appuis :**  $M_a^y = 0.3 \times 66.14 = 19.84 \text{ KNm.}$

✓ **Moment en travées :**  $M_t^y = 0.85 \times 66.14 = 56.22 \text{ KNm.}$

| Sens     | Zone   | $M_s$ | $A_s$ | $\rho_1$ | $\beta$ | $K_1$ | $\sigma_{st}$ | $\bar{\sigma}_{st}$ | $\sigma_b$ | $\bar{\sigma}_{bc}$ | Observation        |
|----------|--------|-------|-------|----------|---------|-------|---------------|---------------------|------------|---------------------|--------------------|
| Sens x-x | Travée | 94.35 | 14.08 | 0.521    | 0.8916  | 31.04 | 278.36        | 348                 | 8.96       | 15                  | Condition vérifiée |
|          | Appuis | 33.3  | 7.91  | 0.293    | 0.9544  | 43.52 | 163.37        | 348                 | 3.75       | 15                  | Condition vérifiée |
| Sens y-y | Travée | 56.22 | 9.23  | 0.342    | 0.909   | 39.95 | 248.17        | 348                 | 6.21       | 15                  | Condition vérifiée |

|  |               |       |      |       |        |       |        |     |      |    |                           |
|--|---------------|-------|------|-------|--------|-------|--------|-----|------|----|---------------------------|
|  | <b>Appuis</b> | 19.84 | 6.78 | 0.251 | 0.9603 | 47.69 | 112.86 | 348 | 2.36 | 15 | <b>Condition vérifiée</b> |
|--|---------------|-------|------|-------|--------|-------|--------|-----|------|----|---------------------------|

Tableau VI .11 : Vérification des contraintes dans l'acier et le béton.

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} ; \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} ; \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

### VI.3.4.2 Ferrailage des débords :

Le débord doit être calculé comme une console encastrée au niveau du radier, soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur .

#### ❖ Sollicitations de calcul :

$$\begin{aligned} \checkmark \text{ ELU : } q_u &= 179.84 \text{ KN/ml} \longrightarrow M_u = \frac{-q_u \times L^2}{2} = \frac{-179.84 \times (0,5)^2}{2} = -22.48 \text{ KN.m} \\ \checkmark \text{ ELS : } q_s &= 137.03 \text{ KN/ml} \longrightarrow M_s = \frac{-q_s \times L^2}{2} = \frac{-137.03 \times (0,5)^2}{2} = -17.13 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

#### ❖ Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{22.48 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.021 < \mu_{id} = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0.021 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.9895$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{22.48 \times 10^3}{0.9895 \times 27 \times 348} = 2.41 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **4HA12**  $\Rightarrow A_{ad} = 4.52 \text{ cm}^2$ , Avec **S<sub>t</sub> = 20cm**.

#### ❖ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2.$$

On opte pour une section d'armature **4HA12**  $\Rightarrow A_{ad} = 4.52 \text{ cm}^2$ , Avec **S<sub>t</sub> = 20cm**.

#### ❖ Vérification à l'ELU :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2.$$

$$A_{ad} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.26 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## ❖ Vérification à l'ELS :

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad ; \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 27} = 0.167 \text{ du tableau} \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0.933 \quad ; \quad K_1 = 59.63$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{17.13 \times 10^6}{0.933 \times 452 \times 270} = 160$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{160}{59.63} = 2.68 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

| $M_s$ | $A_s$ | $\rho_1$ | $\beta$ | $K_1$ | $\sigma_{st}$ | $\bar{\sigma}_{st}$ | Observation        | $\sigma_{bc}$ | $\bar{\sigma}_{bc}$ | Observation        |
|-------|-------|----------|---------|-------|---------------|---------------------|--------------------|---------------|---------------------|--------------------|
| 17.13 | 4.52  | 0.167    | 0.933   | 60.76 | 160           | 348                 | Condition vérifiée | 2.47          | 15                  | Condition vérifiée |

**Remarque :**

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord  $A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}}$  alors le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier.

## VI.3.4.2 Ferrailage de la nervure :

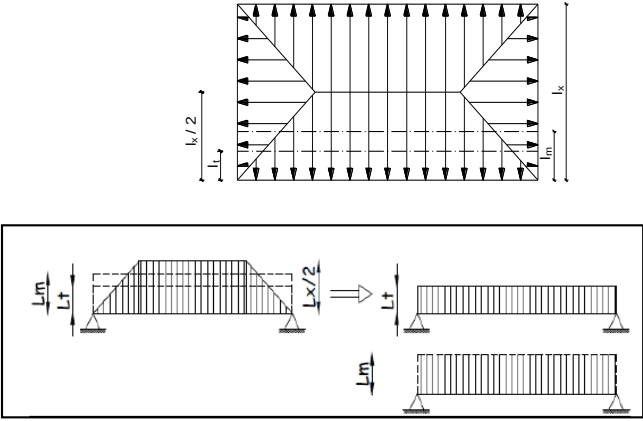
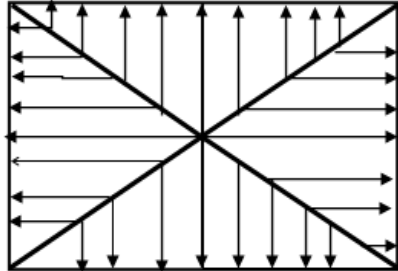
| Cas de chargement              | Schéma                                                                             | Sollicitation                                                                                                                                               |
|--------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Cas de chargement trapézoïdal  |  | <p>Moment fléchissant :</p> $l_m = l_x \left( 0.50 - \frac{\rho^2}{6} \right)$ <p>Effort tranchant :</p> $l_t = l_x \left( 0.50 - \frac{\rho^2}{4} \right)$ |
| Cas de chargement triangulaire |  | <p>Moment fléchissant :</p> $l_m = 0.333 \times l_x$ <p>Effort tranchant :</p> $l_t = 0.25 \times l_x$                                                      |

Tableau VI .12 : Répartitions simplifiée des chargements

## ➤ Sollicitation :

## ✓ Moment fléchissant :

$$Q_u = q_u \times l_m$$

$$Q_s = q_s \times l_m$$

## ✓ Effort tranchant :

$$Q_u = q_u \times l_t$$

$$Q_s = q_s \times l_t$$



|        |         |                |                |       |             |                |                |                |                | Moment fléchissant |                   |                 |                   | Effort tranchant |                   |                 |                   |
|--------|---------|----------------|----------------|-------|-------------|----------------|----------------|----------------|----------------|--------------------|-------------------|-----------------|-------------------|------------------|-------------------|-----------------|-------------------|
| Travée | Panneau | L <sub>x</sub> | L <sub>y</sub> | ρ     | Charge      | l <sub>m</sub> | l <sub>t</sub> | q <sub>u</sub> | q <sub>s</sub> | Q <sub>um</sub>    | ∑ Q <sub>um</sub> | Q <sub>sm</sub> | ∑ Q <sub>sm</sub> | Q <sub>ut</sub>  | ∑ Q <sub>ut</sub> | Q <sub>st</sub> | ∑ Q <sub>st</sub> |
| A - B  | 1       | 3.55           | 3.80           | 0.934 | Trapézoïdal | 1.18           | 0.88           | 179.84         | 137.03         | 212.21             | 438.8             | 161.69          | 334.34            | 158.26           | 329.10            | 120.58          | 250.75            |
|        | 2       | 3.80           | 4.75           | 0.800 | Trapézoïdal | 1.26           | 0.95           | 179.84         | 137.03         | 226.59             |                   | 172.65          |                   | 170.84           |                   | 130.17          |                   |
| B - C  | 1       | 3.55           | 3.80           | 0.934 | Trapézoïdal | 1.18           | 0.88           | 179.84         | 137.03         | 212.21             | 438.8             | 161.69          | 334.34            | 158.26           | 329.10            | 120.58          | 250.75            |
|        | 2       | 3.80           | 4.75           | 0.800 | Trapézoïdal | 1.26           | 0.95           | 179.84         | 137.03         | 226.59             |                   | 172.65          |                   | 170.84           |                   | 130.17          |                   |
| C - D  | 1       | 3.05           | 3.55           | 0.859 | Trapézoïdal | 1.01           | 0.76           | 179.84         | 137.03         | 181.63             | 450.14            | 138.4           | 337.94            | 136.67           | 273.34            | 104.14          | 208.28            |
|        | 2       | 3.05           | 4.75           | 0.642 | Trapézoïdal | 1.01           | 0.76           | 179.84         | 137.03         | 181.63             |                   | 138.4           |                   | 136.67           |                   | 104.14          |                   |
| D - E  | 1       | 3.55           | 3.80           | 0.934 | Trapézoïdal | 1.18           | 0.88           | 179.84         | 137.03         | 212.21             | 438.8             | 161.69          | 334.34            | 158.26           | 329.10            | 120.58          | 250.75            |
|        | 2       | 3.80           | 4.75           | 0.800 | Trapézoïdal | 1.26           | 0.95           | 179.84         | 137.03         | 226.59             |                   | 172.65          |                   | 170.84           |                   | 130.17          |                   |
| E - F  | 1       | 3.55           | 3.80           | 0.934 | Trapézoïdal | 1.18           | 0.88           | 179.84         | 137.03         | 212.21             | 438.8             | 161.69          | 334.34            | 158.26           | 329.10            | 120.58          | 250.75            |
|        | 2       | 3.80           | 4.75           | 0.800 | Trapézoïdal | 1.26           | 0.95           | 179.84         | 137.03         | 226.59             |                   | 172.65          |                   | 170.84           |                   | 130.17          |                   |

Tableau VI . 13 : Calcul des charges de la nervure sens ( Y-Y ) .

|        |         |                |                |       |              |                |                |                |                | Moment fléchissant |                   |                 |                   | Effort tranchant |                   |                 |                   |
|--------|---------|----------------|----------------|-------|--------------|----------------|----------------|----------------|----------------|--------------------|-------------------|-----------------|-------------------|------------------|-------------------|-----------------|-------------------|
| Travée | Panneau | L <sub>x</sub> | L <sub>y</sub> | ρ     | Charge       | l <sub>m</sub> | l <sub>t</sub> | q <sub>u</sub> | q <sub>s</sub> | Q <sub>um</sub>    | ∑ Q <sub>um</sub> | Q <sub>sm</sub> | ∑ Q <sub>sm</sub> | Q <sub>ut</sub>  | ∑ Q <sub>ut</sub> | Q <sub>st</sub> | ∑ Q <sub>st</sub> |
| 1-2    | 1       | 3.55           | 3.80           | 0.934 | Triangulaire | 1.18           | 0.88           | 179.84         | 137.03         | 212.21             | 424.42            | 158.26          | 316.52            | 161.69           | 323.38            | 120.58          | 241.16            |
|        | 2       | 3.55           | 3.80           | 0.934 | Triangulaire | 1.18           | 0.88           | 179.84         | 137.03         | 212.21             |                   | 158.26          |                   | 161.69           |                   | 120.58          |                   |
| 2-3    | 1       | 3.55           | 3.80           | 0.934 | Triangulaire | 1.18           | 0.88           | 179.84         | 137.03         | 212.21             | 424.42            | 158.26          | 316.52            | 161.69           | 323.38            | 120.58          | 241.16            |
|        | 2       | 3.55           | 3.80           | 0.934 | Triangulaire | 1.18           | 0.88           | 179.84         | 137.03         | 212.21             |                   | 158.26          |                   | 161.69           |                   | 120.58          |                   |
| 3-4    | 1       | 3.80           | 4.75           | 0.800 | Triangulaire | 1.26           | 0.95           | 179.84         | 137.03         | 226.59             | 453.18            | 170.85          | 341.7             | 172.65           | 345.3             | 130.17          | 260.34            |
|        | 2       | 3.80           | 4.74           | 0.800 | Triangulaire | 1.26           | 0.95           | 179.84         | 137.03         | 226.59             |                   | 170.85          |                   | 172.65           |                   | 130.17          |                   |

Tableau VI .14 : Calcul des charges de la nervure sens ( X-X ) .

Les diagrammes obtenus à l'aide du logiciel « **Etabs** » sont les suivants :

- Sens longitudinale « X-X » :

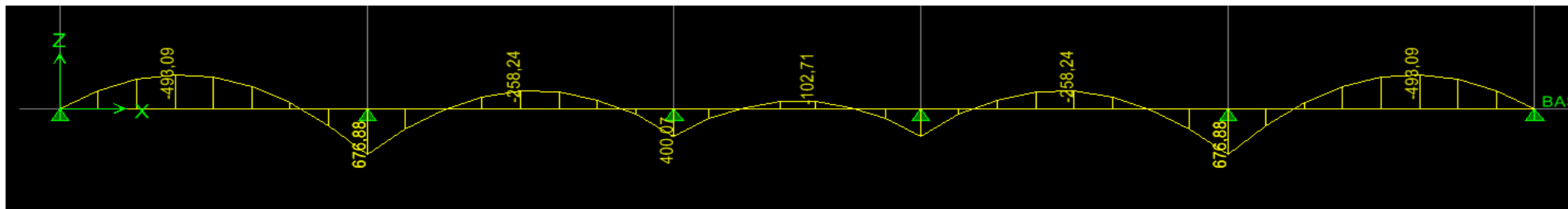


Figure VI.1 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens x-x.

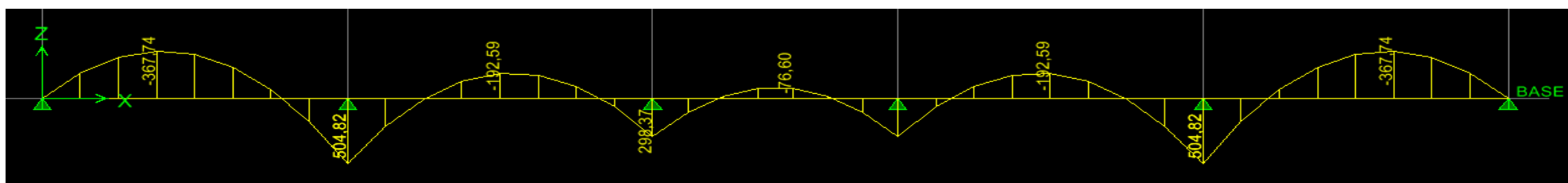


Figure VI. 2 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens x-x.

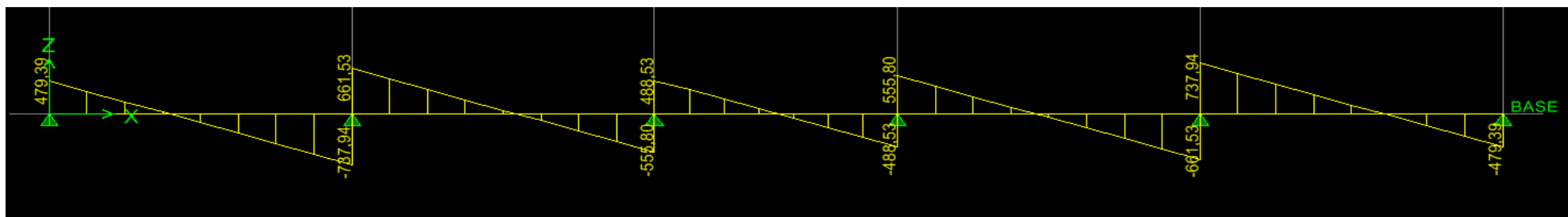


Figure VI.3: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens x-x.

- Sens transversale « Y-Y » :



Figure VI. 4: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens y-y.

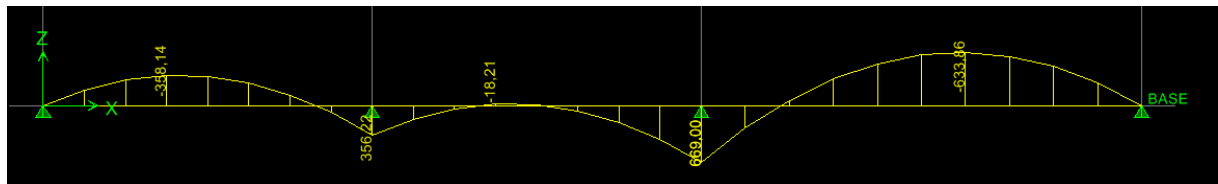


Figure VI.5: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens y-y.

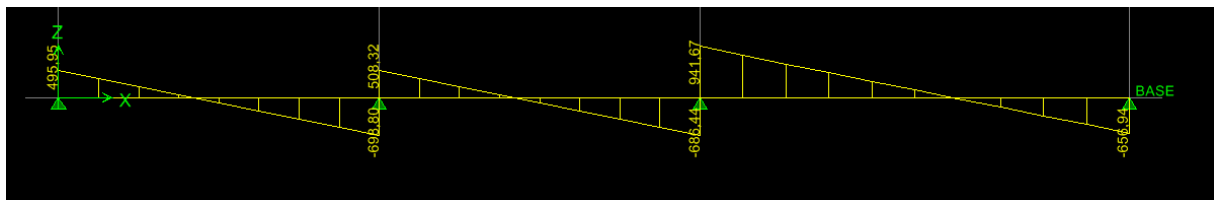


Figure VI.6: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens y-y.

- Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI .15 : Efforts maximale.

| Sens longitudinal     |                       | Sens transversal      |                       |
|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| E.L.U                 | E.L.S                 | E.L.U                 | E.L.S                 |
| $M_{\max}^a = 676.88$ | $M_{\max}^a = 504.82$ | $M_{\max}^a = 892.99$ | $M_{\max}^a = 669.00$ |
| $M_{\max}^t = 493.09$ | $M_{\max}^t = 367.74$ | $M_{\max}^t = 846.10$ | $M_{\max}^t = 633.89$ |
| $T_{\max} = 737.94$   |                       | $T_{\max} = 941.67$   |                       |

### VI.3.4.3 Calcul du ferrailage :

$b = 45 \text{ cm}$      $h = 100 \text{ cm}$     ;     $d = 95 \text{ cm}$  ;     $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$  ;     $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad ; \quad A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

➤ Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

|     |        | M<br>(KN. cm) | $\mu$ | obs | $\beta$ | $A_s$ | Choix                | $A_{da}$ |
|-----|--------|---------------|-------|-----|---------|-------|----------------------|----------|
| X-X | Appuis | 676.88        | 0.117 | SSA | 0.9375  | 21.84 | <b>4HA20 + 4HA20</b> | 25.12    |
|     | Travée | 493.09        | 0.085 | SSA | 0.9555  | 15.61 | <b>4HA20 + 2HA16</b> | 16.58    |
| Y-Y | Appuis | 892.99        | 0.154 | SSA | 0.916   | 29.48 | <b>4HA25 + 4HA20</b> | 32.62    |
|     | Travée | 846.10        | 0.146 | SSA | 0.921   | 27.78 | <b>4HA25 + 4HA20</b> | 32.62    |

Tableau VI.16 : Calcul du ferrailage.

#### VI.3.4.4 Vérification à l'ELU :

##### 1) Condition de non fragilité du béton de la section minimale (BAEL 91 modifiée 99 Art B.4.2.1) :

Le ferrailage de la nervure doit satisfaire la C.N.F :  $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times 45 \times 95 \times 2.1}{400} = 5.16 \text{ cm}^2$$

|     |        | $A_{Adepte}$ | $A_{min}$ | Observation        |
|-----|--------|--------------|-----------|--------------------|
| X-X | Appuis | 25.12        | 5.16      | Condition vérifiée |
|     | Travée | 16.58        | 5.16      | Condition vérifiée |
| Y-Y | Appuis | 32.62        | 5.16      | Condition vérifiée |
|     | Travée | 32.62        | 5.16      | Condition vérifiée |

Tableau VI. 17 :Vérification de Condition de non fragilité

##### 2) Armatures transversales :

- Diamètre minimal :

Selon le **BAEL91**, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l \max}}{3} = \frac{25}{3} = 8.33 \text{ mm}$$

Soit :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

## 2) Espacement des armatures:

## ➤ Zone nodal:

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l\max} \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2.5 \right\} = 25 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 10 \text{ cm}$

## ➤ Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

## 3) Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99 2003) :

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$  (un cadre et un étrier).

## 4) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens X-X : } \tau_u = \frac{737.94 \times 10^3}{450 \times 1000} = 1.72 < 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Sens Y-Y : } \tau_u = \frac{941.67 \times 10^3}{450 \times 950} = 2.20 < 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## VI.3.4.5 Vérification à l'ELS :

## 1) Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}, \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}, \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}, \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

| Sens | Zone   | Ms<br>KN.m | A (cm <sup>2</sup> )<br>(ELU) | $\rho_1$ | $K_1$ | $\beta_1$ | $\sigma_s$<br>MPa | $\bar{\sigma}_s$<br>MPa | $\sigma_{bc}$<br>MPa | $\bar{\sigma}_{bc}$<br>MPa | OBS     |
|------|--------|------------|-------------------------------|----------|-------|-----------|-------------------|-------------------------|----------------------|----------------------------|---------|
| X- X | Appuis | 676.88     | 25.12                         | 0.587    | 28.98 | 0.8866    | 319.91            | 348                     | 11.03                | 15                         | vérifié |
|      | Travée | 493.09     | 16.58                         | 0.388    | 37.08 | 0.904     | 346.29            | 348                     | 9.33                 | 15                         | Vérifié |
| Y- Y | Appuis | 892.99     | 32.62                         | 0.725    | 25.48 | 0.8761    | 312.47            | 348                     | 12.26                | 15                         | Vérifié |
|      | Travée | 846.10     | 32.62                         | 0.725    | 25.48 | 0.8761    | 296.06            | 348                     | 11.62                | 15                         | vérifié |

Tableau VI. 18 : Vérification à l'ELS

**2) Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est au moins (**3 cm<sup>2</sup>/ml**) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100 cm , la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc.

$$A_p = 3 \frac{\text{cm}^2}{1\text{m}} \times 1 = 3 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte pour 2HA14 (deux nappes).}$$

# Chapitre VII

## Etude de mur plaque

## VII Etude de mur plaque :

### VII.1 Introduction :

Les ouvrages de soutènement sont des constructions destinées à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide. Ils sont essentiellement employés, en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel, en vue de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art.

Il existe deux grandes classes d'ouvrages de soutènement :

- ❖ **Les murs** : qui sont composés d'une paroi résistante et d'une semelle de fondation. C'est le cas des murs en T renversé ou des murs-poids en béton armé ou encore en maçonnerie (briques, pierres,...) ou formés d'éléments spéciaux (murs végétalisés, gabions métalliques, ...).
- ❖ **Les écrans** qui sont composés seulement d'une paroi résistante.

Exemples :

- ✓ rideau de palplanches formé de profilés métalliques emboîtés les uns dans les autres et fichés dans le sol ;
- ✓ paroi moulée en béton armé :
- ✓ mur en terre armée avec parement composé d'écailles en béton. Le présent chapitre se limite à traiter des murs de soutènement en béton armé, en L ou en T renversé, avec ou sans contrefort, avec ou sans console, coulés en place, partiellement ou totalement préfabriqués.

Dans notre cas le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine encastré sur 4 cotés dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

### VII.2 Pré dimensionnement du mur plaque :

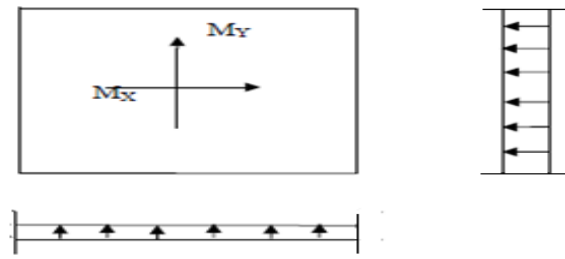
L'épaisseur minimale imposée par le **RPA 99/version 2003 (Art 10.1.2)** pour le mur plaque est de 15 cm. On opte pour une épaisseur de 20 cm.

Un joint de 1 cm d'épaisseur contenant une feuille de polyane est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux.

#### ❖ Méthode de calcul :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres.

$$\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v$$



$K_a$  : Coefficient de poussée des terres au repos.

$\varphi$  : Angle de frottement interne.

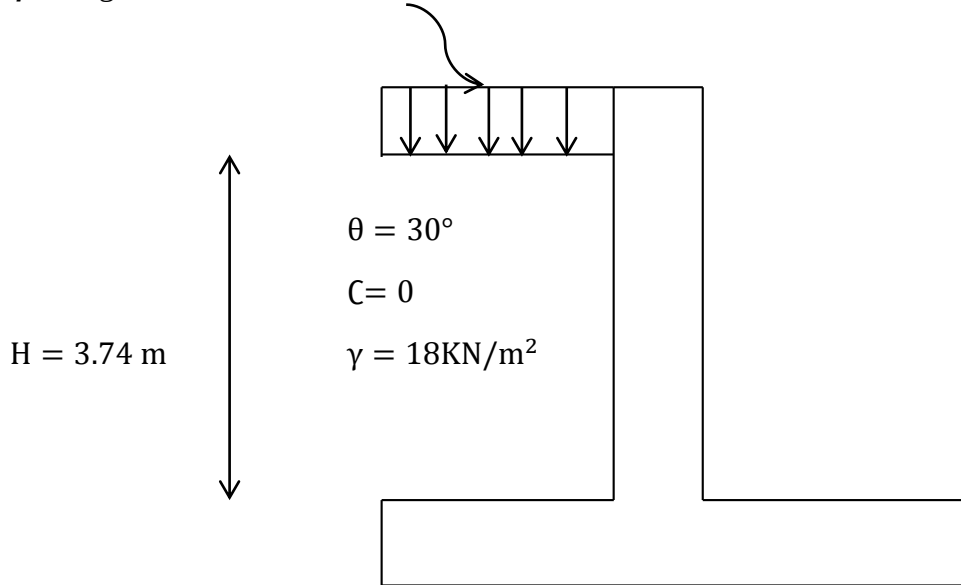


Figure VII. 1: Coupe verticale du mur plaque

### VII.3.1 Détermination des sollicitations :

- Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

- Poids volumique du sol  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^2$
- Angle de frottement interne  $\theta = 30^\circ$
- Cohésion  $C = 0$  (sol pulvérulent)
- Surcharge éventuelle  $q = 10 \text{ kN/m}^2$
- Contrainte du sol  $\sigma_{\text{sol}} = 5 \text{ bars}$

### VII.3.2 Contrainte s'exerçant sur la face du mur:

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont les suivantes:

$\sigma_h$  : Contrainte horizontale

$\sigma_v$  : Contrainte verticale

Avec :  $\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v$

$$\sigma_v = q + \gamma h \quad \text{Avec} \quad 0 < h < H$$

$K_0$  : Coefficient de poussée des terres au repos tel que :

$$K_0 = \frac{(1 - \sin \theta)}{\cos \theta}$$

$\theta$  : Angle de frottement interne

$$K_0 = \frac{(1 - \sin 30)}{\cos 30} = 0.57$$

➤ **A l'ELU :**

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 \times (1.35 \times \gamma \times h + 1.5q)$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{h1} = 0.57(1.5 \times 10) = 8.55 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3.74 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h2} = 0.57(1.35 \times 18 \times 3.74 + 1.5 \times 10) = 60.35 \text{ KN/m}^2$$

➤ **A l'ELS :**

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 \times (\gamma \times h + q)$$

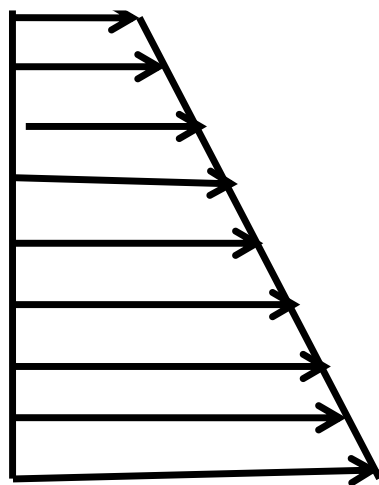
$$h = 0 \rightarrow \sigma_{h1} = 0.57(10) = 5.70 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3.74 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h2} = 0.57(18 \times 3.74 + 10) = 44.07 \text{ KN/m}^2$$

**a) diagrammes des contraintes :**

**ELU :**

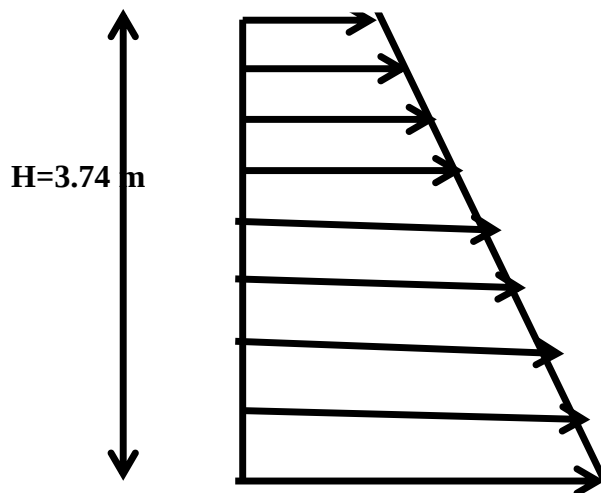
$$\sigma_{h1} = 8.55 \text{ KN/m}^2$$



$$\sigma_{h2} = 60.35 \text{ KN/m}^2$$

**ELS :**

$$\sigma_{h1} = 5.70 \text{ KN/m}^2$$



$$\sigma_{h2} = 44.07$$

**Figure VII.2 : Diagrammes des contraintes**

**b) Détermination des moments :**

Charge moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1m

**➤ Identification des panneaux :**

$$L_x = 3.80 \text{ m}$$

$$L_y = 3.74 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.80}{3.74} = 1 > 0.4$$

⇒ Le panneau travail dans les deux sens

$$\mu_x = 0.0368$$

$$\mu_y = 1$$

La détermination des moments de flexion se fait à partir de la méthode des panneaux encastres sur 4 côtés. Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel. Pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments sont affectés des coefficients suivants :

Moment en travée : **0.85**

Moment d'encastrement sur les côtés : **0.5 (appuis intermédiaire)**

**0.3 (appuis de rive)**

**❖ charge moyenne :**

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1m est :

**➤ A L'ELU :**

$$q_u = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} = \frac{3 \times 60.35 + 8.55}{4} = 47.4 \text{ KN/ml}$$

**➤ A L'ELS :**

$$q_s = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} = \frac{3 \times 44.07 + 5.70}{4} = 34.47 \text{ KN/ml}$$

**❖ Calcul des moments :****➤ A L'ELU :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0368 \times 47.4 \times 3.80^2 = 25.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 1 \times 25.18 = 25.18 \text{ KN.m}$$

**➤ A L'ELS :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0368 \times 34.47 \times 3.80^2 = 18.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 1 \times 18.32 = 18.32 \text{ KN.m}$$

## ❖ Correction des moments :

## ➤ A L'ELU :

## • Sens xx :

Aux appuis :  $M_a = 0.5M_{0x} = 0.5 \times 25.18 = 12.59 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_t = 0.85M_{0x} = 0.85 \times 25.18 = 21.40 \text{ KN.m}$

## • Sens yy :

Aux appuis :  $M_a = 0.5M_{0y} = 0.5 \times 25.18 = 12.59 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_t = 0.85M_{0y} = 0.85 \times 25.18 = 21.40 \text{ KN.m}$

## ➤ A L'ELS :

## • Sens xx :

Aux appuis :  $M_a = 0.5M_{0x} = 0.5 \times 18.32 = 9.16 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_t = 0.85M_{0x} = 0.85 \times 18.32 = 15.57 \text{ KN.m}$

## • Sens yy :

Aux appuis :  $M_a = 0.5M_{0y} = 0.5 \times 18.32 = 9.16 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_t = 0.85M_{0y} = 0.85 \times 18.32 = 15.57 \text{ KN.m}$

## VII.4 Ferrailage du mur plaque :

## 1. les armatures longitudinales :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de largeur b de Un mètre linéaire (b=1 m) et d'épaisseur de 20 cm ( $e_p=20\text{cm}$ )

$$\mu = \frac{M_\mu}{f_{bu} \times b \times d^2} ; \quad A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} ;$$

$$A = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

| sens | zone   | $M_\mu [\text{n.m}]$ | $\mu$ | $\mu_l$ | section | $\beta$ | A<br>[cm <sup>2</sup> ] | $A_{\min}$<br>[cm <sup>2</sup> ] | $A_{adop}$<br>[cm <sup>2</sup> ] | Ferrailage |
|------|--------|----------------------|-------|---------|---------|---------|-------------------------|----------------------------------|----------------------------------|------------|
| xx   | appui  | 12.59                | 0.027 | 0.392   | SSA     | 0.9865  | 2.03                    | 2.17                             | 5.65                             | 5HA12      |
|      | travée | 21.40                | 0.046 | 0.392   | SSA     | 0.976   | 3.50                    | 2.17                             | 5.65                             | 5HA12      |
| yy   | appui  | 12.59                | 0.027 | 0.392   | SSA     | 0.9865  | 2.03                    | 2.17                             | 5.65                             | 5HA12      |
|      | travée | 21.40                | 0.046 | 0.392   | SSA     | 0.976   | 3.50                    | 2.17                             | 5.65                             | 5HA12      |

Tableau VII. 1 : Ferrailage du voile périphérique

## 2. les armatures transversales :

### ➤ Travée :

$$A_h = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 5\text{HA}10 = 3.92 \text{ cm}^2$$

### ➤ appuis :

$$A_h = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 5\text{HA}10 = 3.92 \text{ cm}^2$$

## VII.5 Vérification à l'ELU :

### 1. Espacement des armatures :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales  $S_t \leq \min\{3h; 33\text{cm}\}$

Dans le sens xx  $S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \rightarrow$  **condition vérifiée**

Dans le sens yy  $S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \rightarrow$  **condition vérifiée**

### 2. Condition de non fragilité :(Art A.4.2/BAEL 91) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Dans le sens xx = 5HA12 = 5,65cm<sup>2</sup> > 2.17 cm<sup>2</sup> → **condition vérifiée**

Dans le sens yy = 5HA12 = 5,65cm<sup>2</sup> > 2.17 cm<sup>2</sup> → **condition vérifiée**

### 3. scellement des barres : (BAEL 91modifiées 99 Calcul de la longueur de Art A.6.1.23) :

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

Avec : 
$$L_s = \frac{\sigma f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec : 
$$\tau_{su} = 0.6\Psi^2 f_{t28} \rightarrow \tau_{su} = 0.6 (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

**Pour les HA12 :** 
$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 45 \text{ cm.}$$

**Pour les HA10 :** 
$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 40 \text{ cm.}$$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « **0,4 L<sub>s</sub>** » pour les barres à haute adhérence selon le **BAEL 91 modifiées 99 Art A.6.1.21**.

Pour Ø12 : L<sub>s</sub> = **16.93cm**    on prend    L<sub>s</sub> = **18 cm**  
 Pour Ø10 : L<sub>s</sub> = **14,10cm**    on prend    L<sub>s</sub> = **16 cm**

## VII.6 Vérification à l'ELS :

### 1. Etat limite d'ouverture des fissures : (Art A.5.3.2 /BAEL 91modifiées 99) :

Notre voile peut être en contact direct avec de l'eau, dans notre cas on considère les fissurations comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma} = \min \left[ \frac{2f_e}{3}; \max \left( 0, 5f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right]$$

Avec :

f<sub>e</sub> : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa.

f<sub>tj</sub> : La résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa.

η : Coefficient numérique, dit coefficient de fissuration

Dans ces formules est un coefficient qui dépend du type d'acier η = 1,6 pour des HA > 6mm, η = 1 pour des ronds lisses et η = 1,3 pour des HA < 6mm.

$$\bar{\sigma} = \min \left[ \frac{2 \times 400}{3}; \max(0.5 \times 400; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right]$$

$$\bar{\sigma} = \min[266,66; \max(200; 201.63)] = 201.63 \text{ MPa.}$$

### 2. Etat limite de compression de béton : (Art A.4.5.2 /BAEL 91modifiées 99) :

#### • Sens xx :

#### ➤ Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

#### ✓ Appuis :

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

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.313$$

$$k_1 = 41.82$$

$$\beta_1 = 0.912$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{9.16 \times 10^6}{0.912 \times 180 \times 565} = 98.76 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa}$$

→ **condition vérifiée**

➤ **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec} : \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{98.76}{41.82} = 2.36 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Travées :**

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

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.313$$

$$k_1 = 41.82$$

$$\beta_1 = 0.912$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{15.57 \times 10^6}{0.912 \times 180 \times 565} = 167.86 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa}$$

→ **condition vérifiée**

➤ **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec} : \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{167.86}{41.82} = 4.01 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Sens yy :**

➤ **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que  $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

✓ **Appuis :**

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

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.313$$

$$k_1 = 41.82$$

$$\beta_1 = 0.912$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{9.16 \times 10^6}{0.912 \times 180 \times 565} = 98.76 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa}$$

→ **condition vérifiée**

➤ **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{98.76}{41.82} = 2.36 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Travées :**

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

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.313$$

$$k_1 = 41.82$$

$$\beta_1 = 0.912$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{15.57 \times 10^6}{0.912 \times 180 \times 565} = 167.86 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa}$$

→ **condition vérifiée**

➤ **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{167.86}{41.82} = 4.01 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**3. Etat limite de déformation :**

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de la flèche

Avec : h: hauteur totale (20cm)

**l:** Portée entre nus d'appuis

**M<sub>t</sub>:** Moment max en travée

**M<sub>0</sub>:** Moment isostatique max de la travée

**A<sub>s</sub>:** Section des armatures

**b:** Largeur de la section

**d:** Hauteur utile de la section droite

• **Sens xx :**

$$M_t = 15.57 \text{ KN.m}$$

$$q_s = 34.47 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_s \times l_x^2}{8} = \frac{34.47 \times 3.80^2}{8} = 62.22 \text{ KN.m}$$

- $\frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0.2 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow$  Condition vérifiée
- $\frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0.2 \geq \frac{M_s}{10 \times M_0} = \frac{15.57}{10 \times 62.22} = 0.025 \rightarrow$  Condition vérifiée
- $\frac{A_s}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 18} = 0.003 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \rightarrow$  Condition vérifiée

• **Sens yy :**

$$M_t = 15.57 \text{ KN.m}$$

$$q_s = 34.47 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_s \times l_x^2}{8} = \frac{34.47 \times 3.74^2}{8} = 60.27 \text{ KN.m}$$

- $\frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0.2 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow$  Condition vérifiée
- $\frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0.2 \geq \frac{M_s}{10 \times M_0} = \frac{15.57}{10 \times 60.27} = 0.026 \rightarrow$  Condition vérifiée
- $\frac{A_s}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 17} = 0.003 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \rightarrow$  Condition vérifiée

**4. Contrainte tangentielle : (Art A .5.1.1/BAEL91) :**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} \leq \overline{\tau_u} \quad \text{Avec} \quad \overline{\tau_u} = \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_d}$$

Pour les fissurations préjudiciables  $\overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$

$$T_x = q_s \times l_x = 34.47 \times 3.80 = 130.98 \text{ KN}$$

$$T_y = q_s \times l_y = 34.47 \times 3.74 = 128.91 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{128.91 \times 10^3}{10^3 \times 180} = 0.71 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

→ **Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.**

### 5. Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A .5.1.313/BAEL91) :

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times V_u}{b \times 0,9 \times d} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa}$$

- **Sens xx :**

$$\text{➤ } \sigma_{bc} = \frac{2 \times 130.98 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 180} = 1.61 \text{ MPa} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa}$$

→ **Condition vérifiée**

- **Sens yy :**

$$\text{➤ } \sigma_{bc} = \frac{2 \times 128.91 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 180} = 1.59 \text{ MPa} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa}$$

→ **Condition vérifiée**

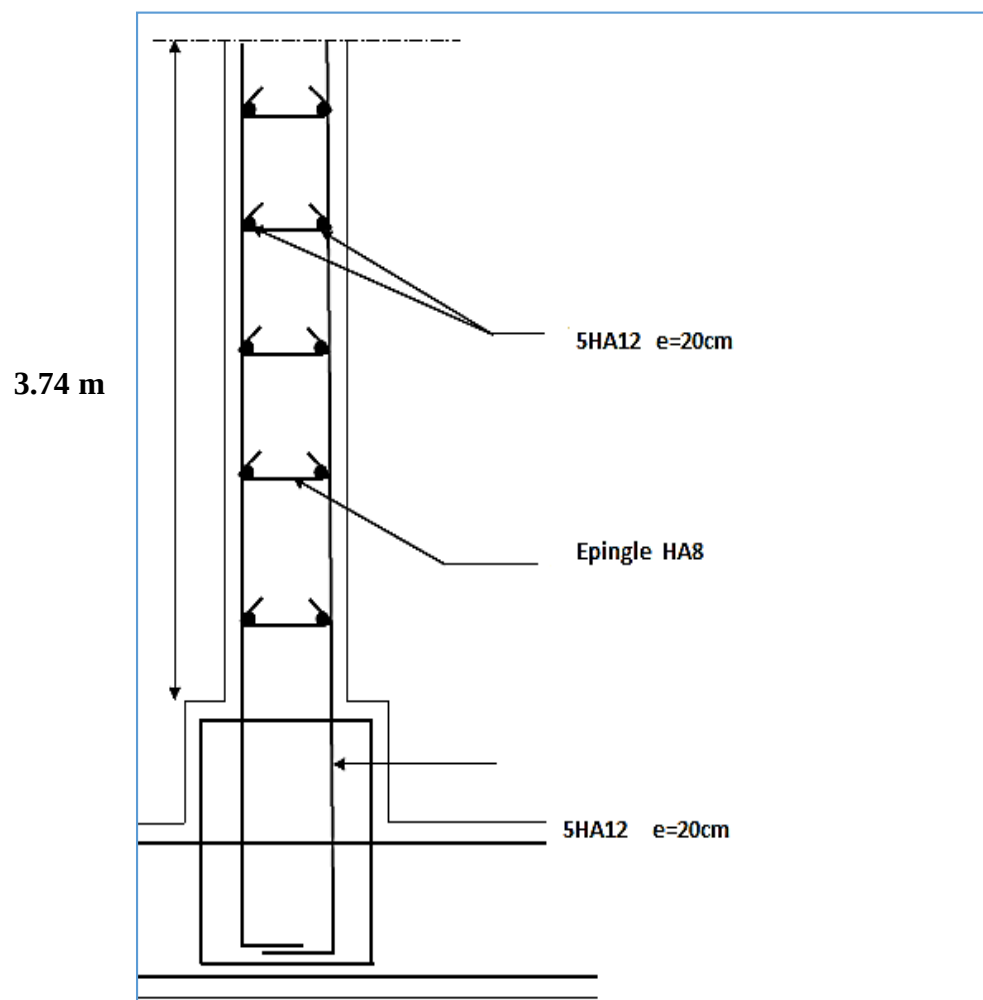
- **Recommandations du RPA :**

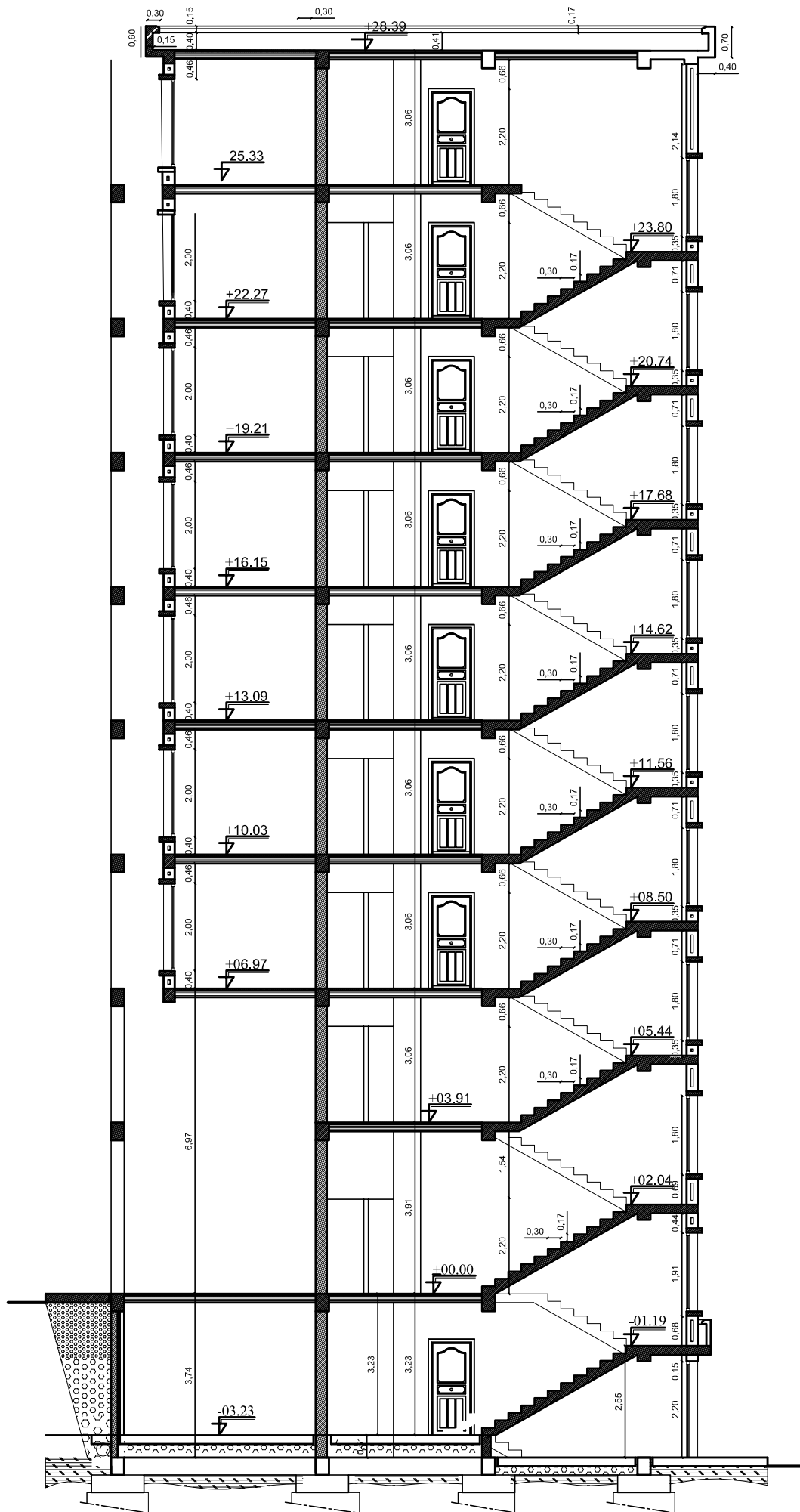
Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

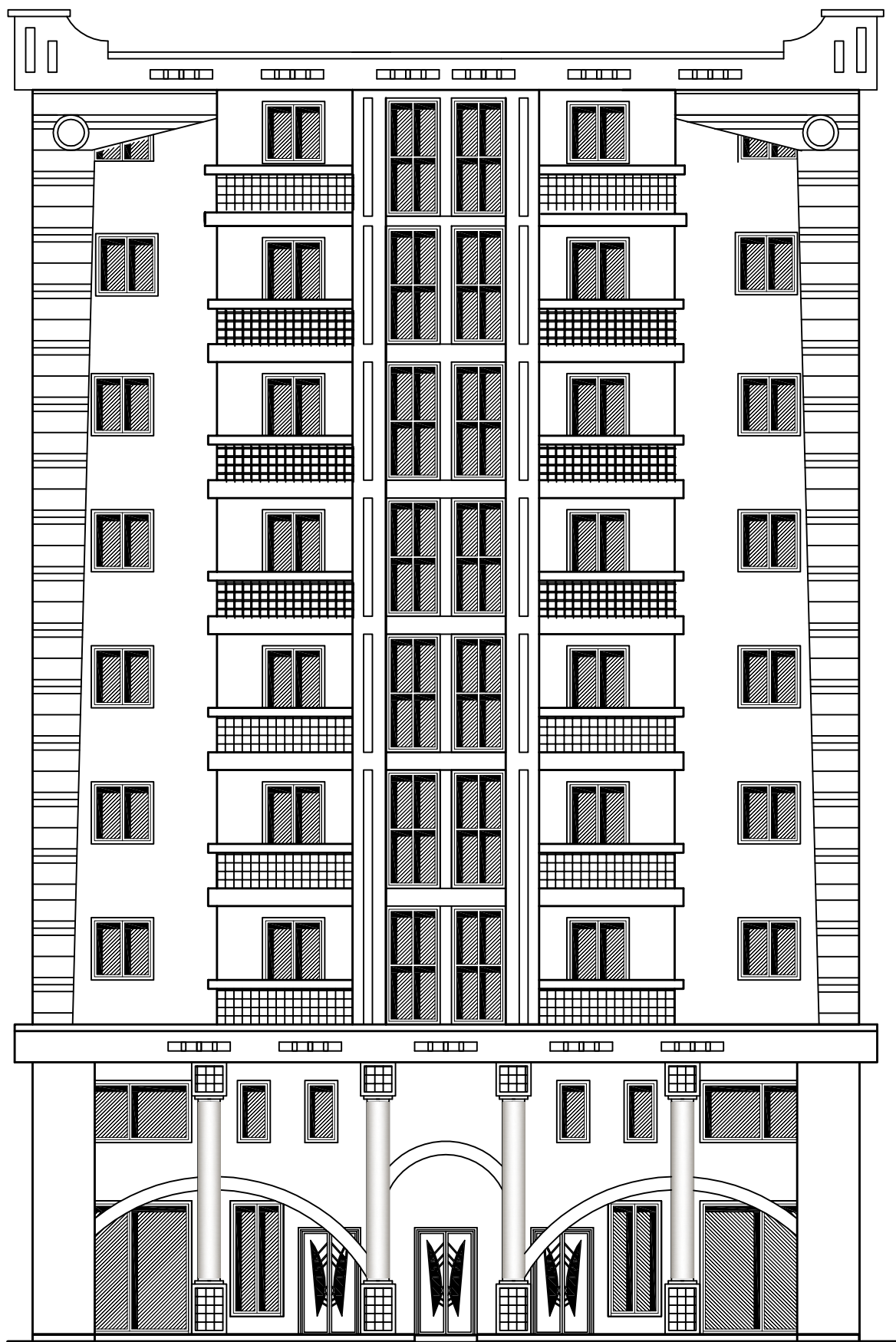
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,20%B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A \geq 0,002 \times b \times h = 0.002 \times 100 \times 20 = 4 \text{ cm}^2.$$

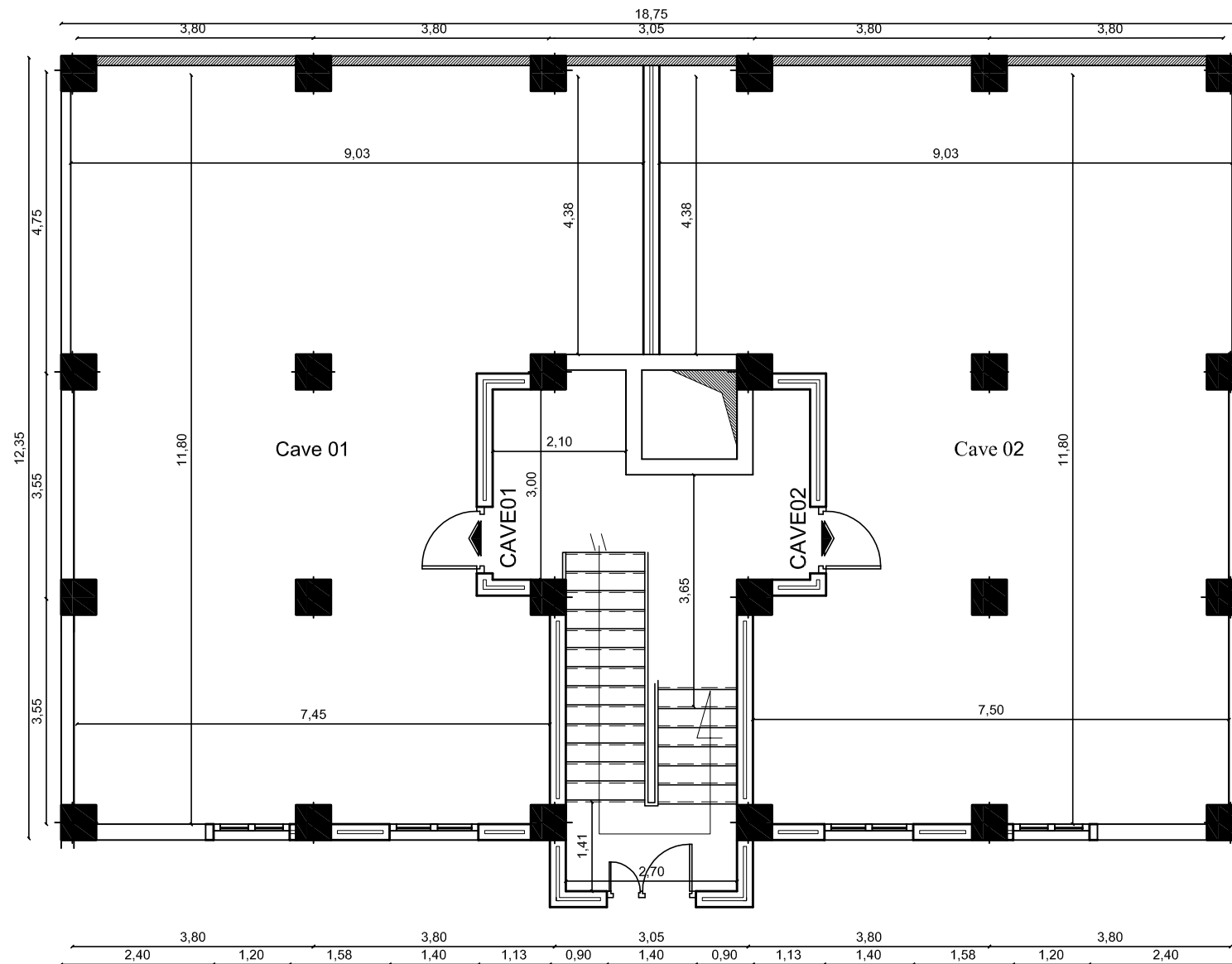
- Les deux nappes sont reliées par quatre épingle /m<sup>2</sup> de **HA 8**.

**VII.7 Ferrailage du mur plaque :****Figure VII.3 : Ferrailage du mur plaque**

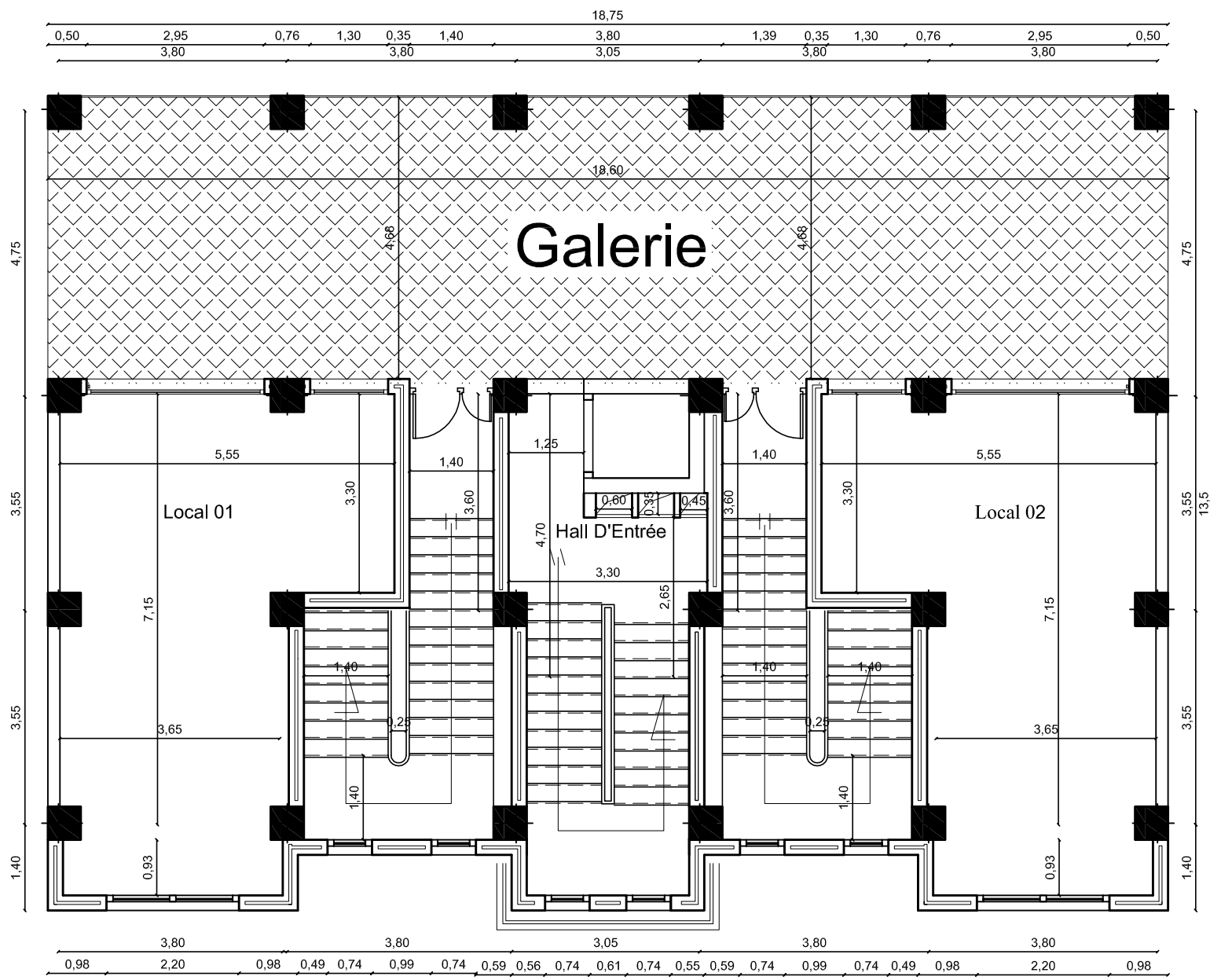




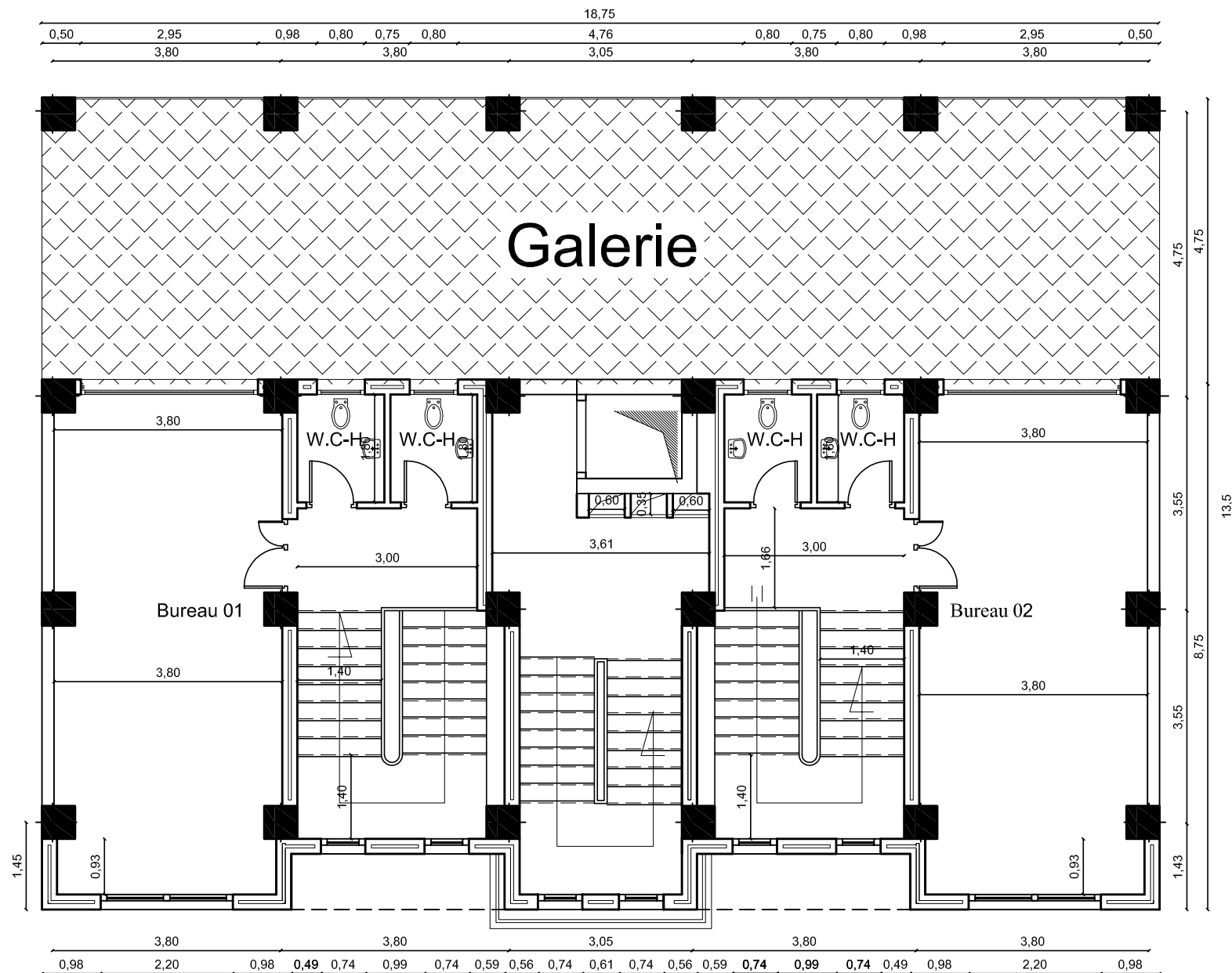
**FAÇADE PRINCIPALE**



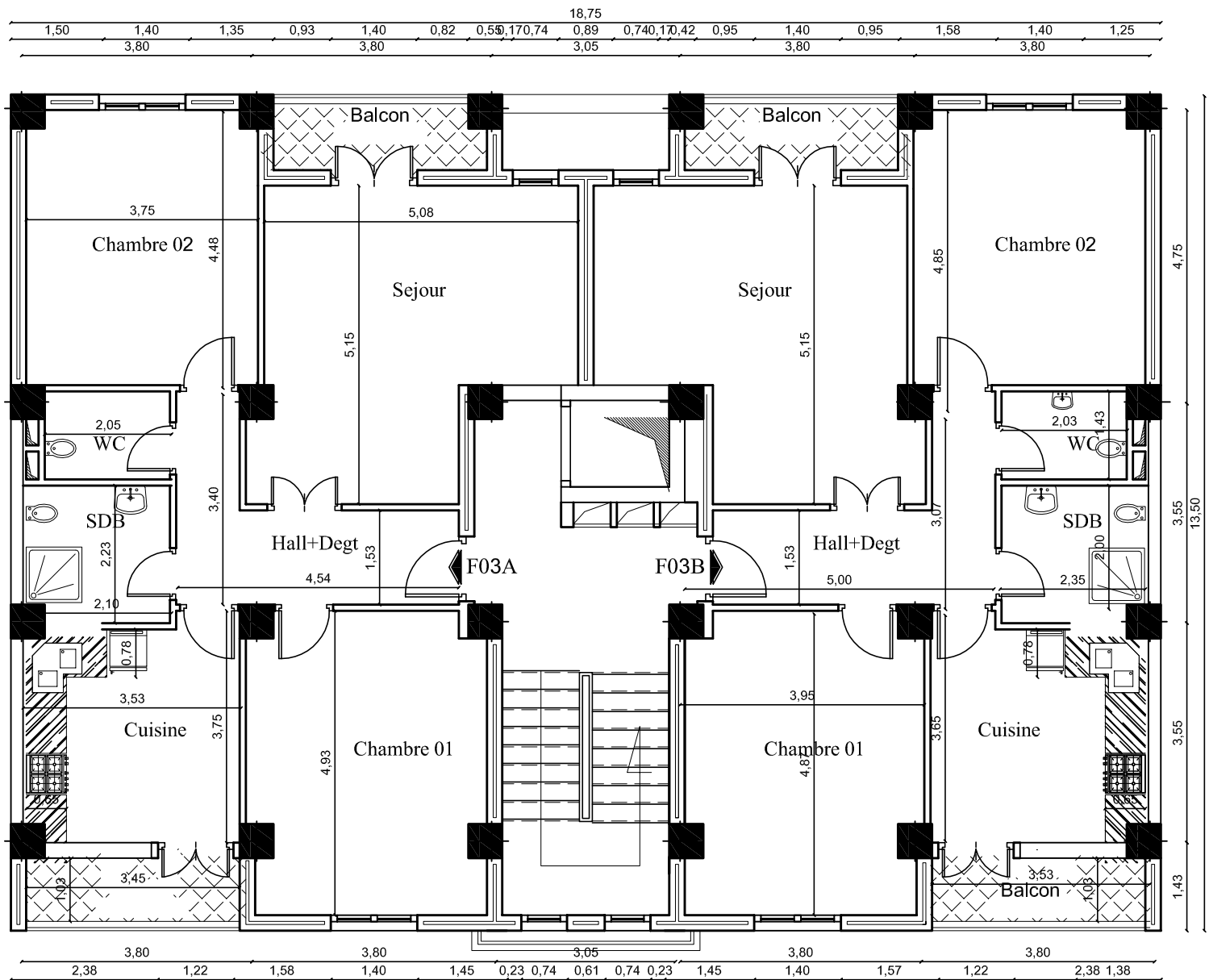
**PLAN DU SOUS SOL**



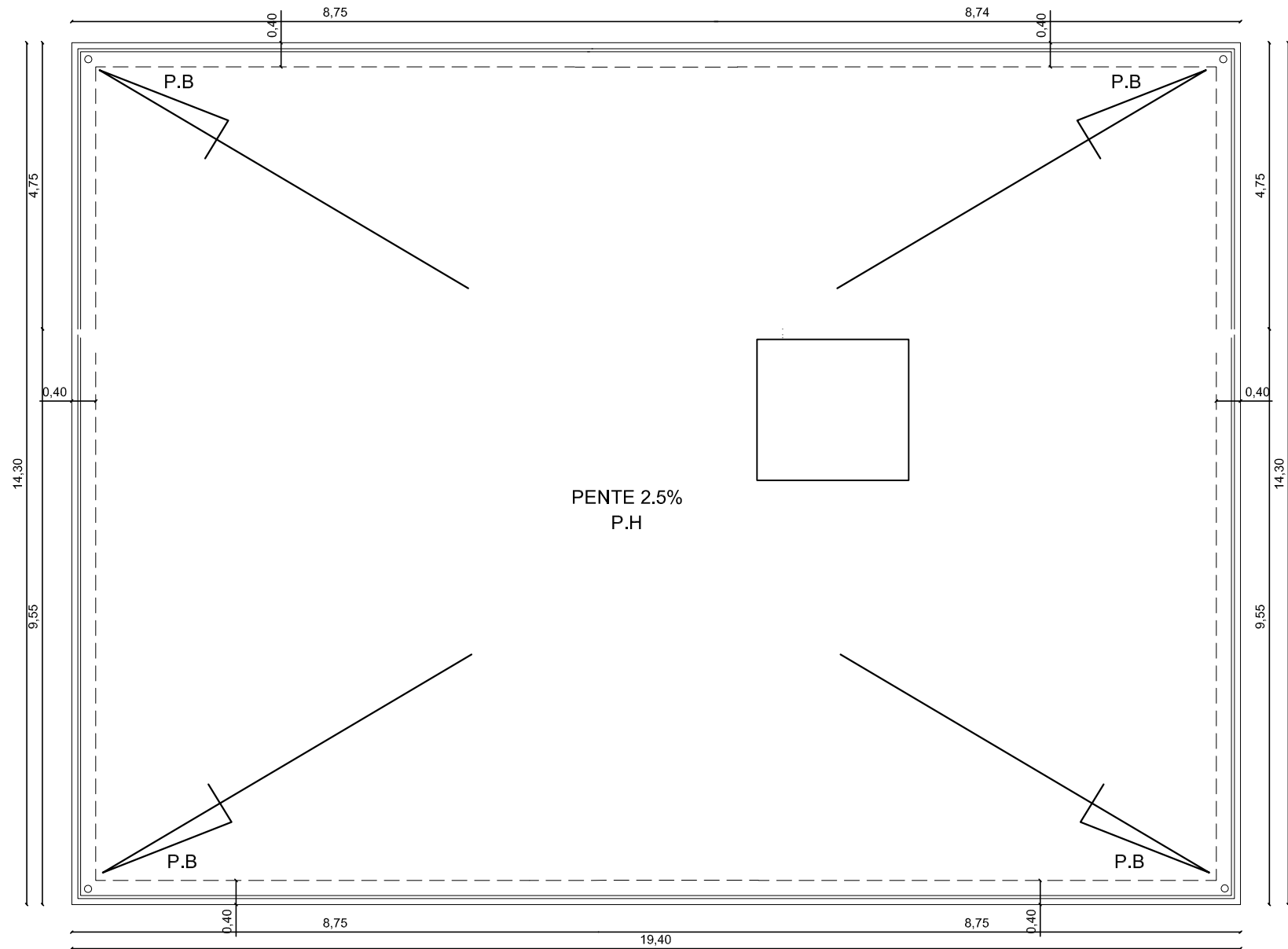
**PLAN DU REZ DE CHAUSSEE**



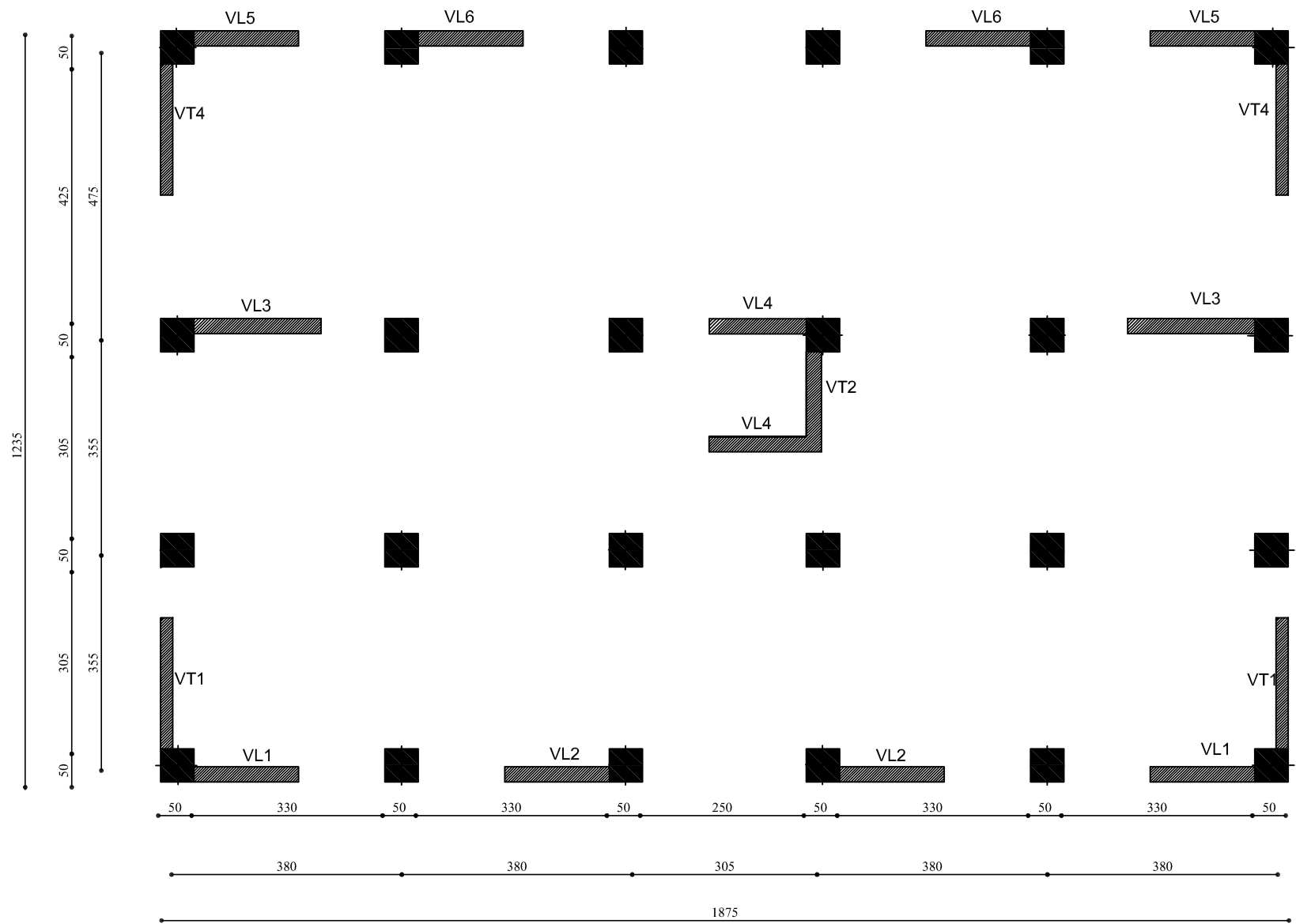
**PLAN DE L'ENTRE SOL**



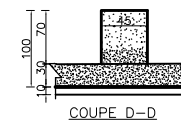
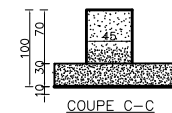
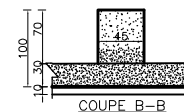
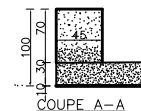
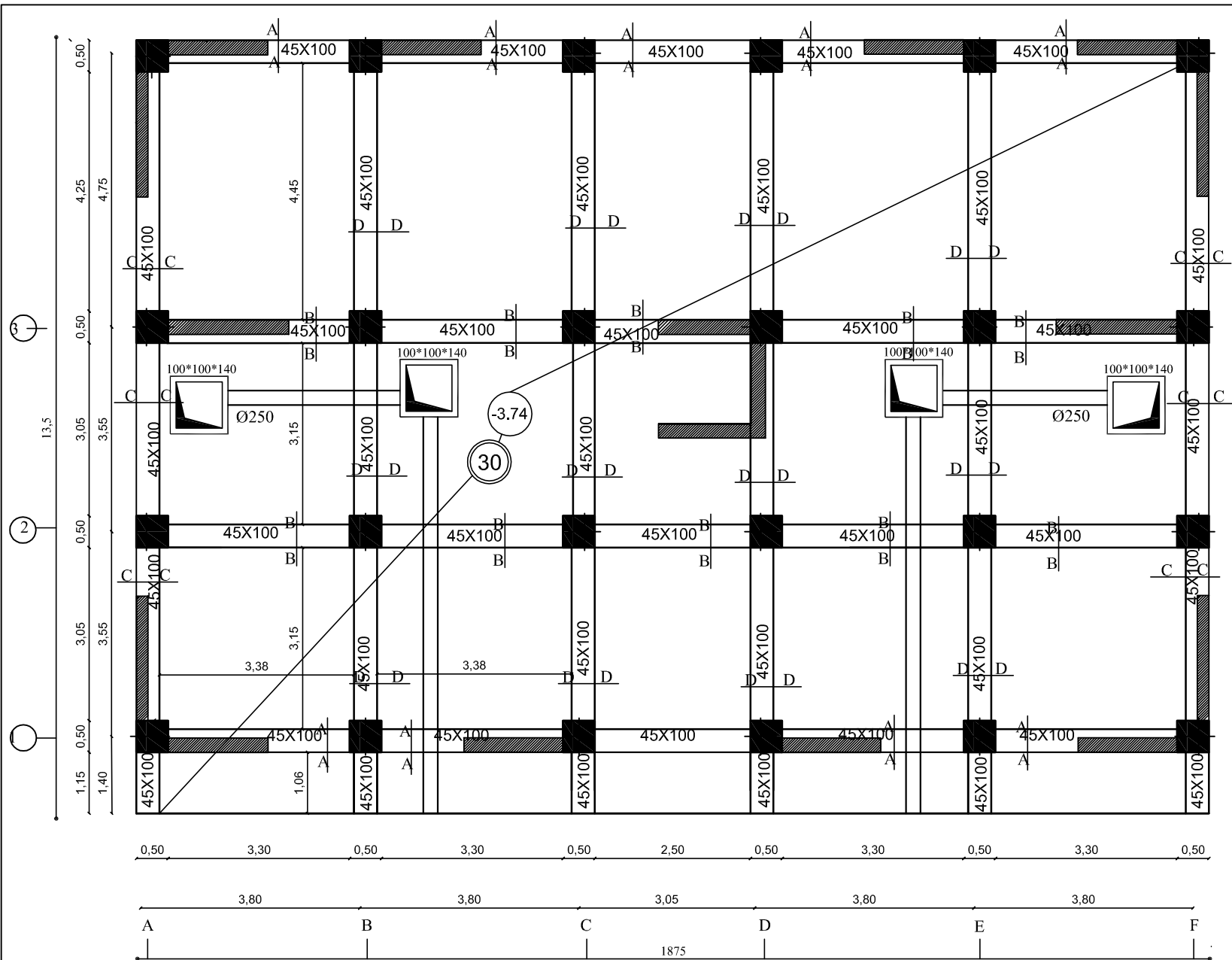
**PLAN DE L'ETAGE COURANT**



**PLAN DE LA TOITURE TERRASSE**

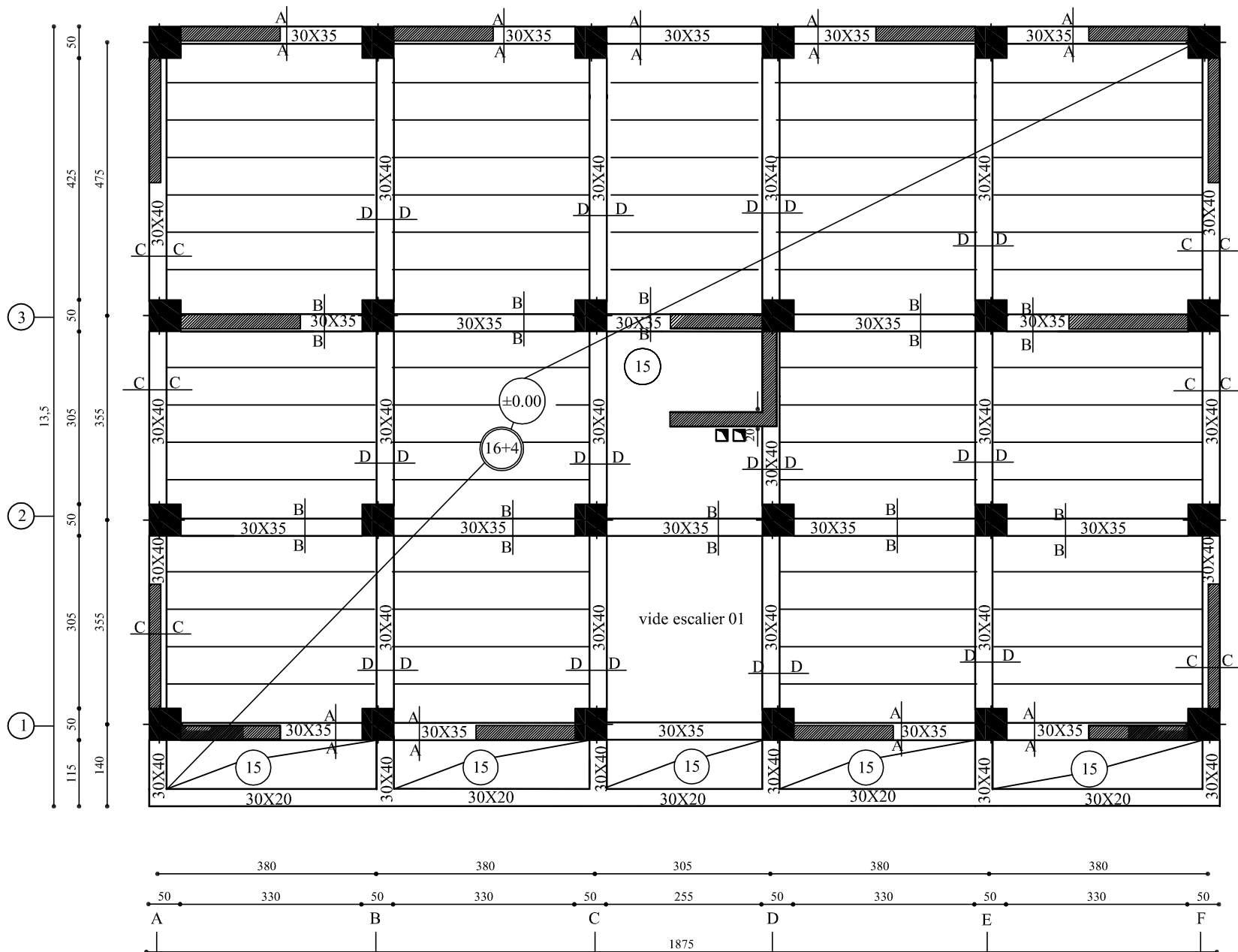


**LA DISPOSITION DES VOILES**



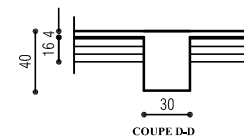
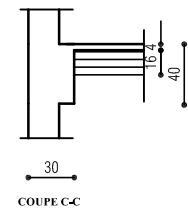
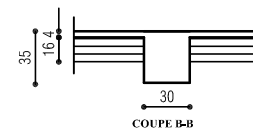
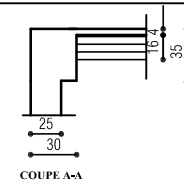
## PLAN DE FONDATION

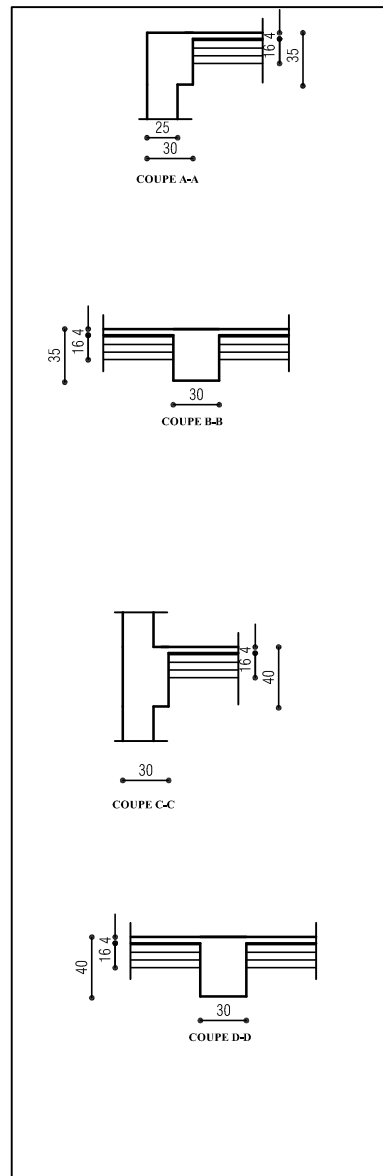
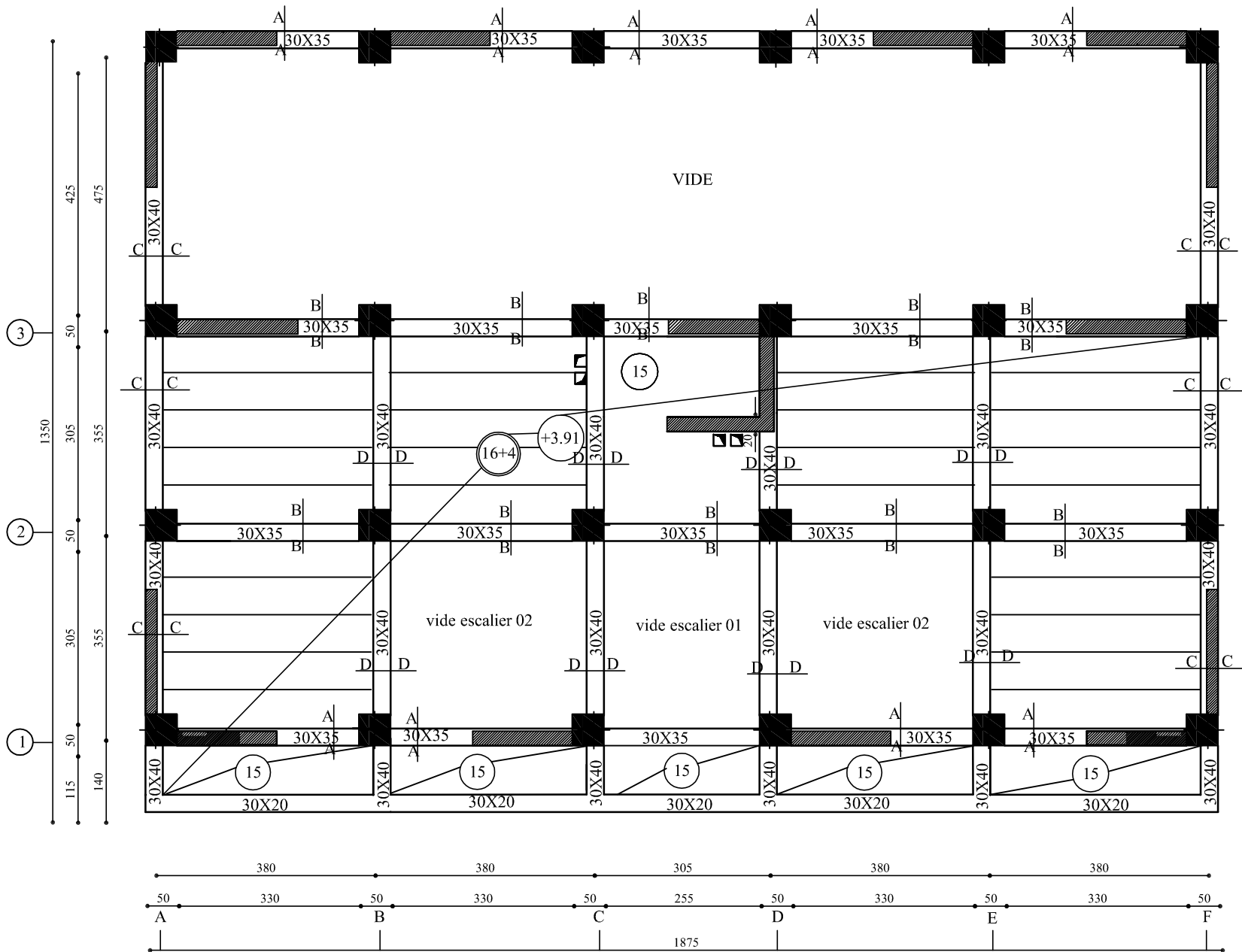
NIV -3,74 ( sous-sol)



## PLAN DE COFFRAGE

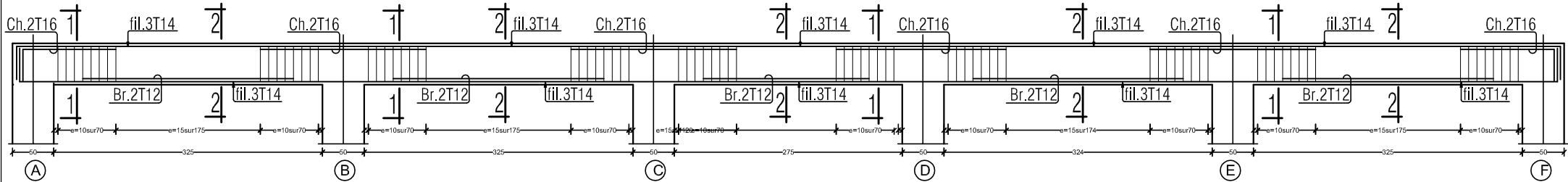
NIV ±0.00(RDC)



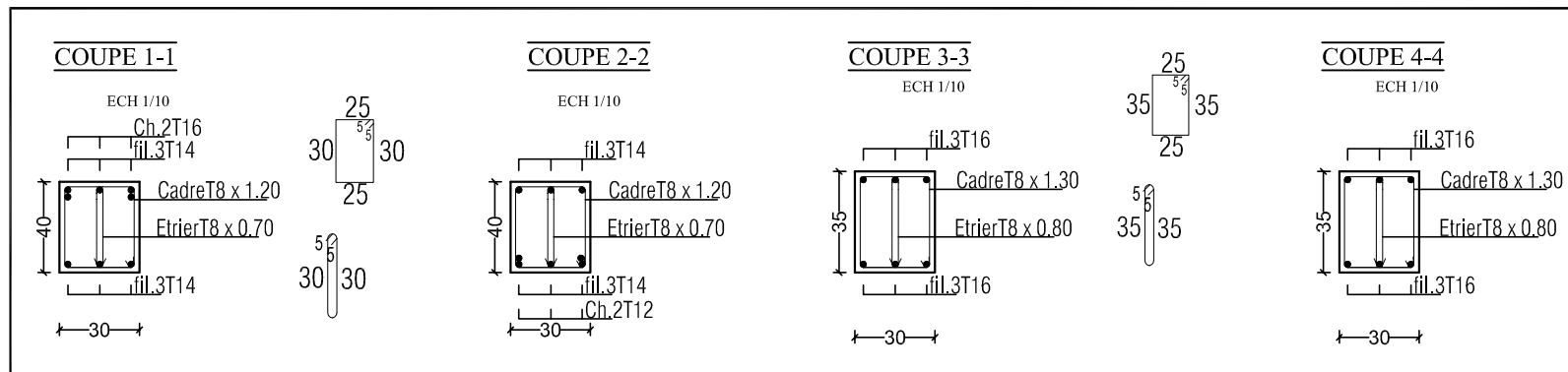
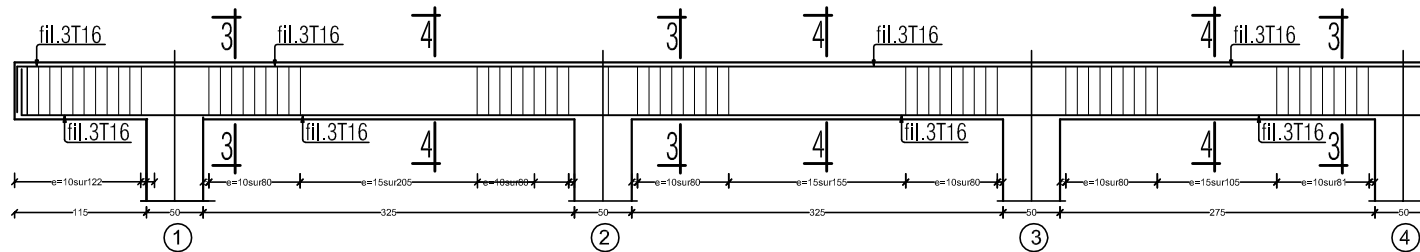


# Ferrailage des Poutres .

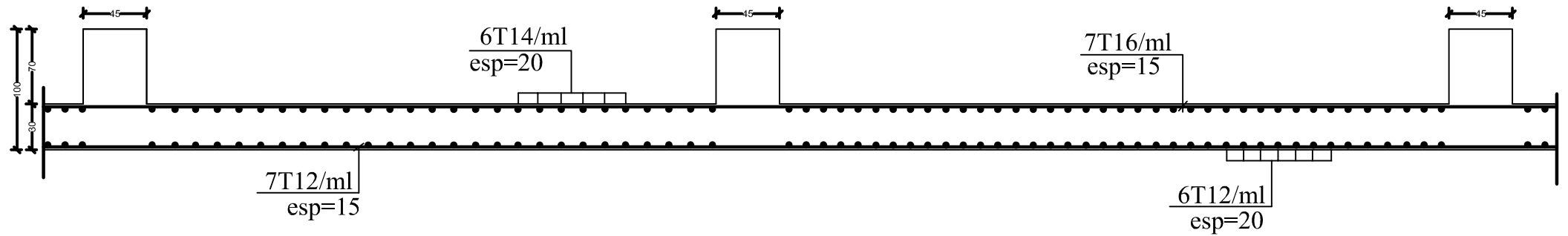
## Poutre Principales:PP.:(30\*40)



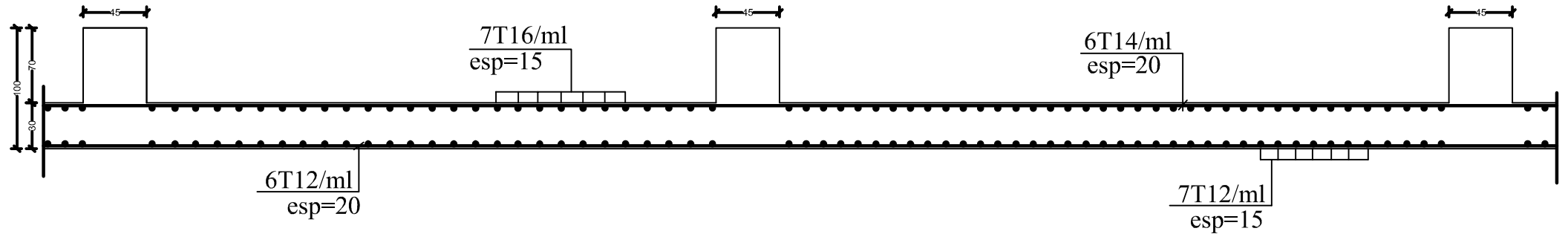
## Poutre Secondaire:PS.:(30\*35).



## COFFRAGE / FERRAILLAGE Dalle de radier sens X-X

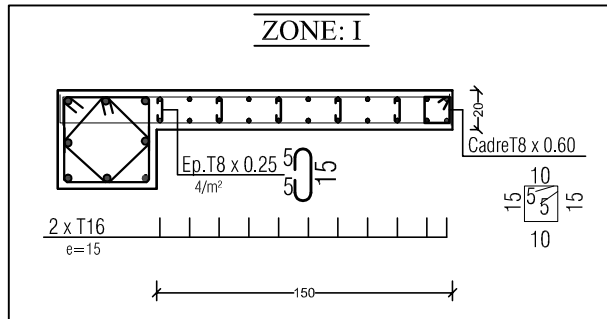


## COFFRAGE / FERRAILLAGE Dalle de radier sens Y-Y

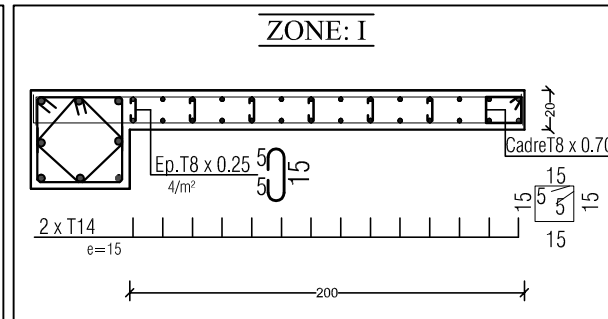


# Ferrailage des voiles

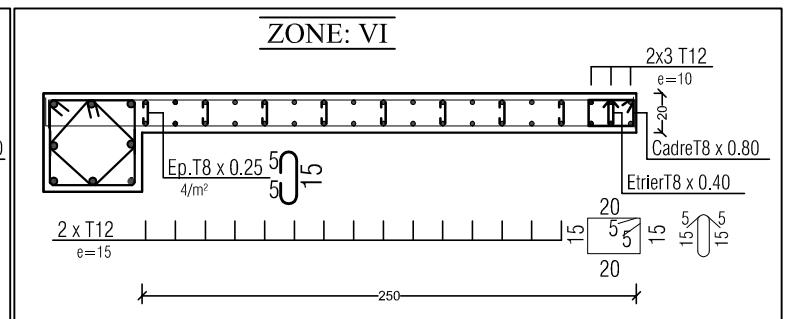
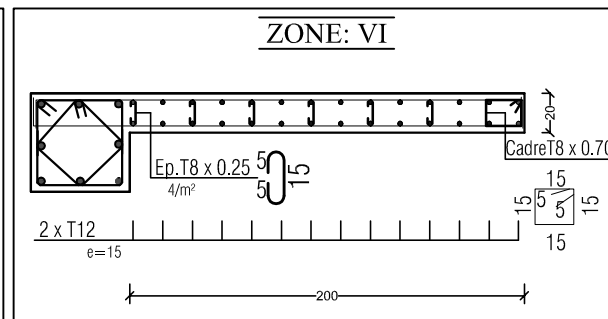
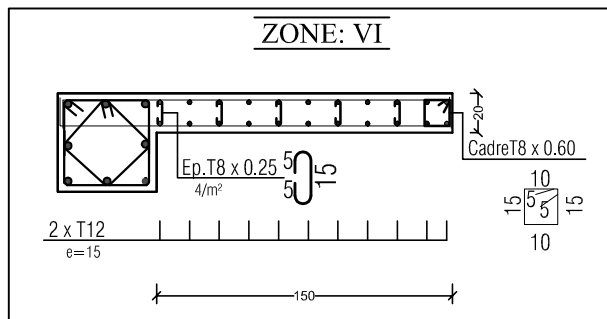
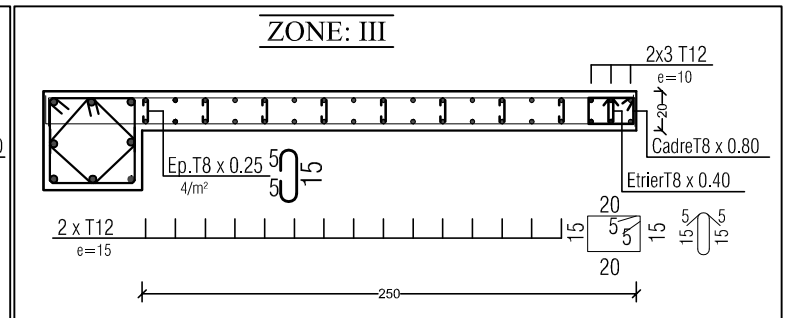
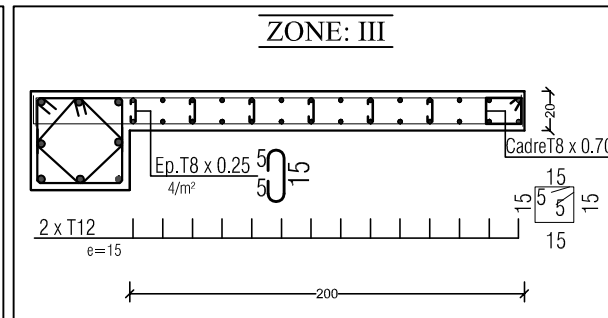
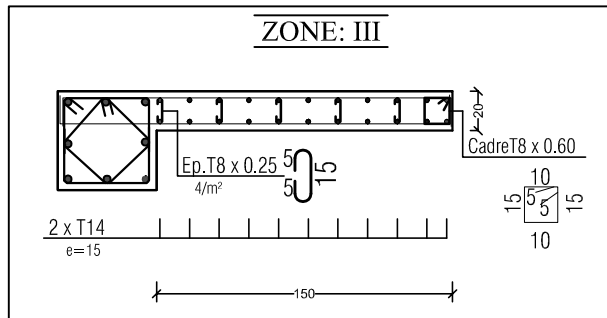
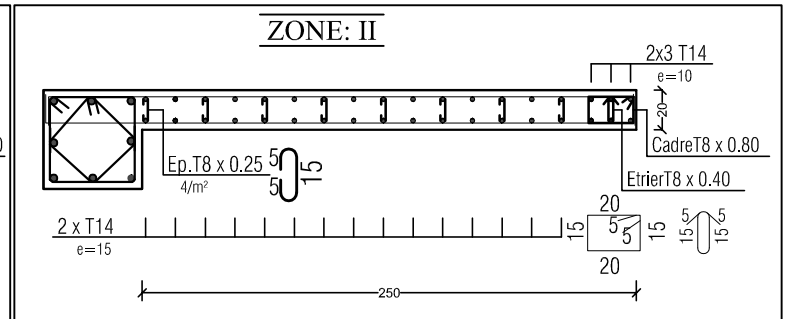
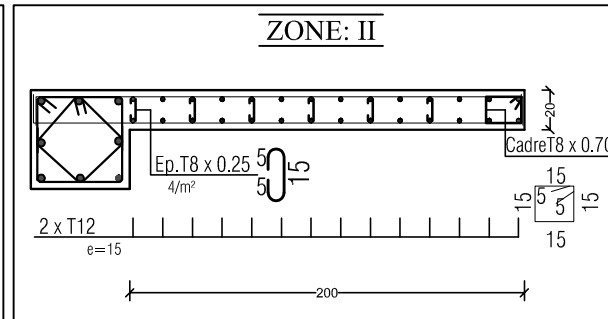
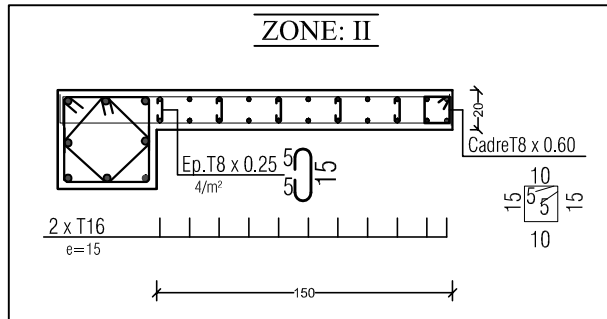
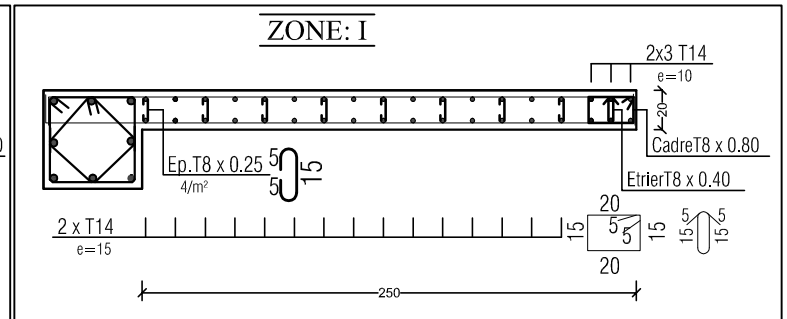
VOILE : VT1



VOILE : VT3

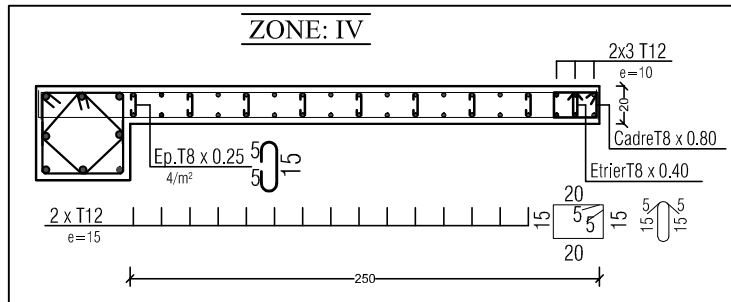
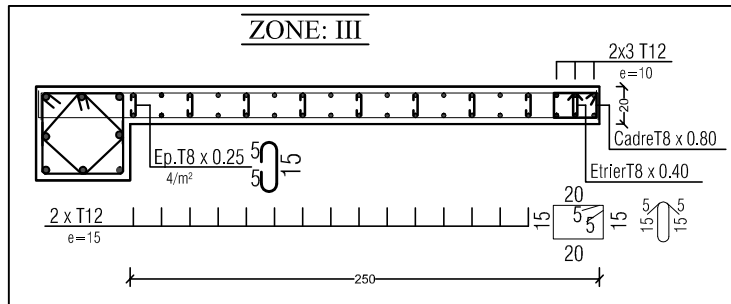
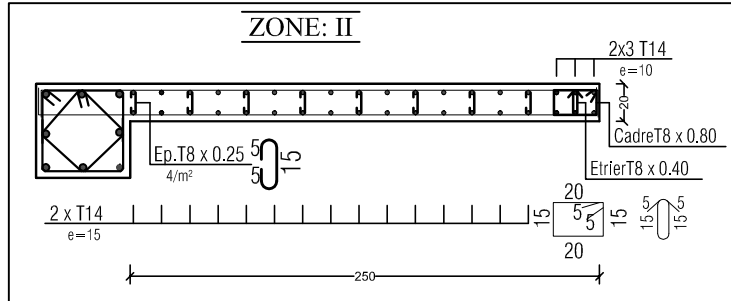
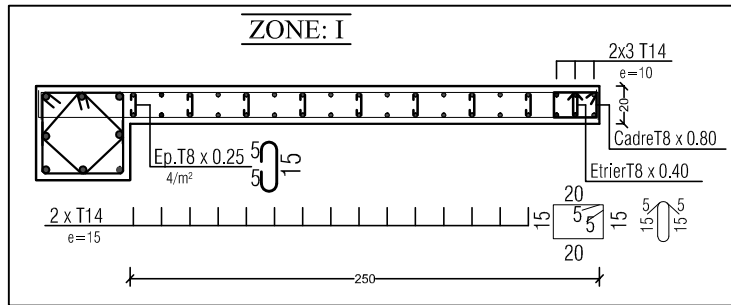


VOILE : VT4

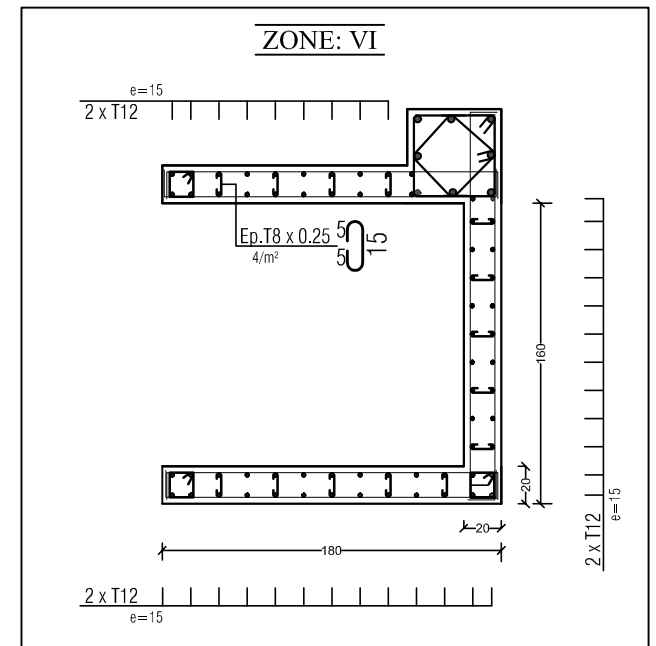
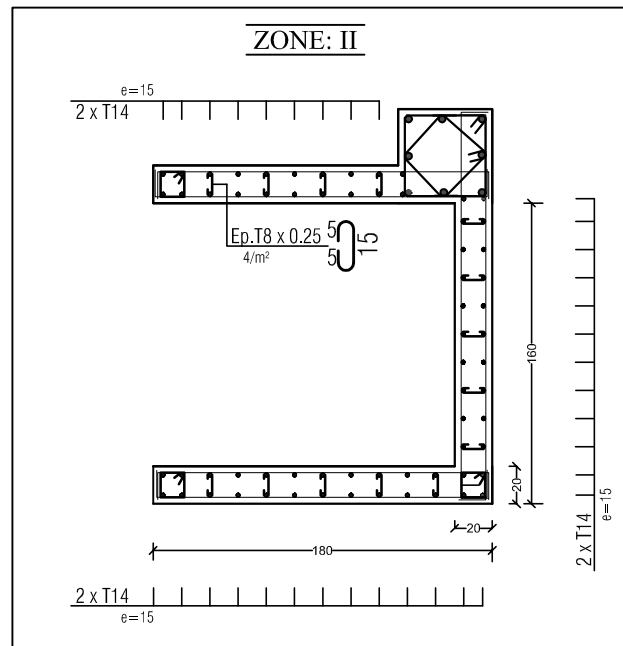
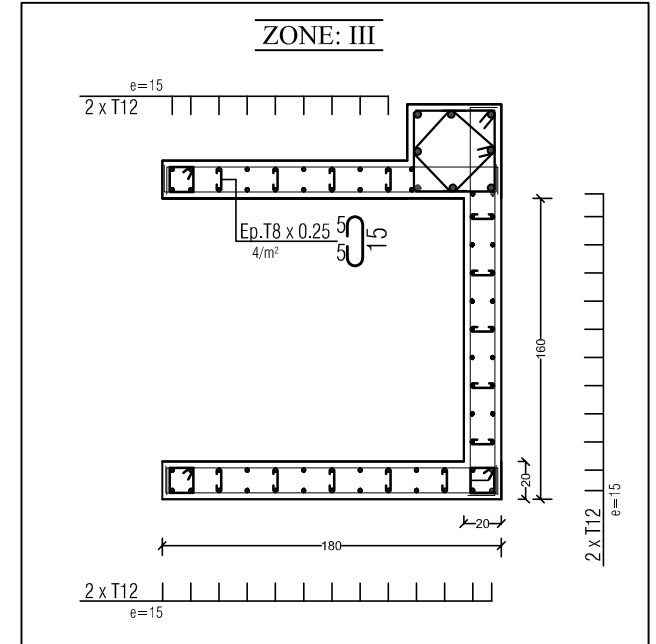
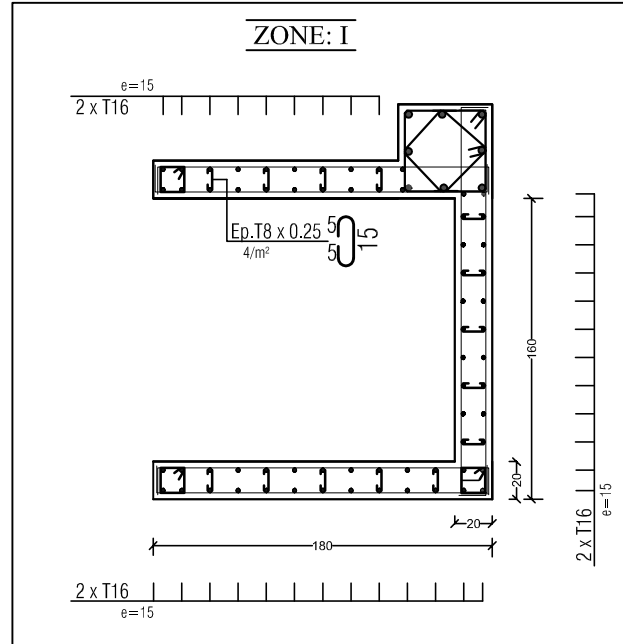


# Ferrailage des voiles

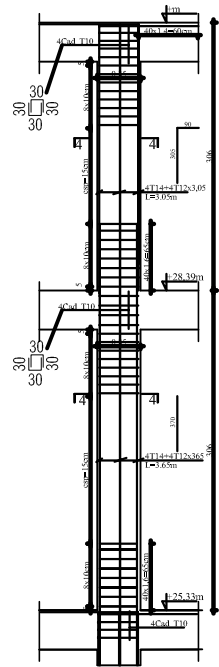
## VOILE : VL2



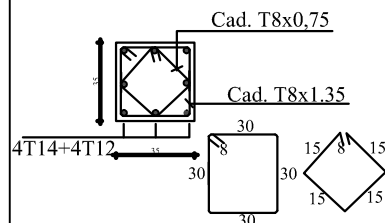
## VOILE SALLE MACHINE



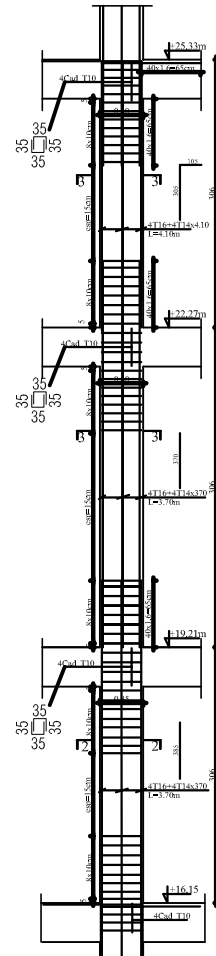
## POTEAUX 35\*35



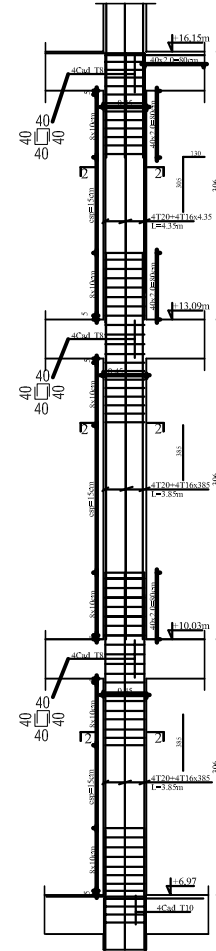
COUPE 4-4



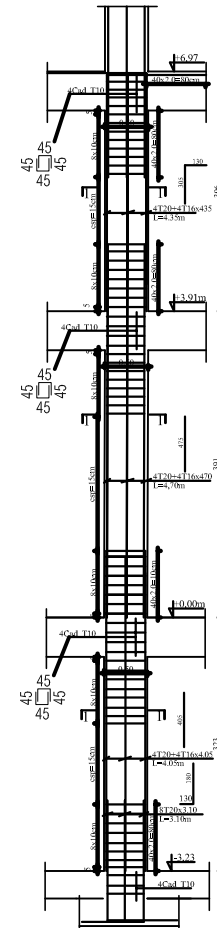
## POTEAUX 40\*40



## POTEAUX 45\*45

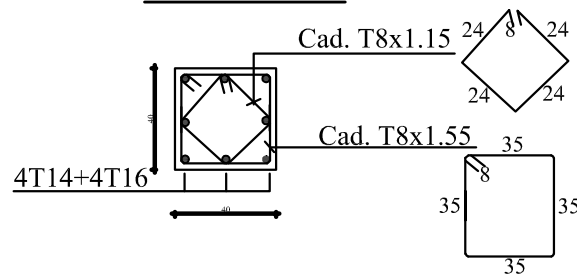


## POTEAUX 50\*50



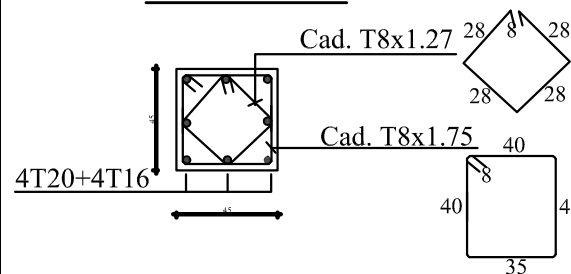
## COUPE 3-3

3--3



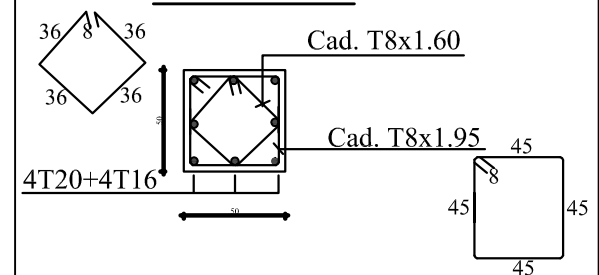
## COUPE 2-2

2--2



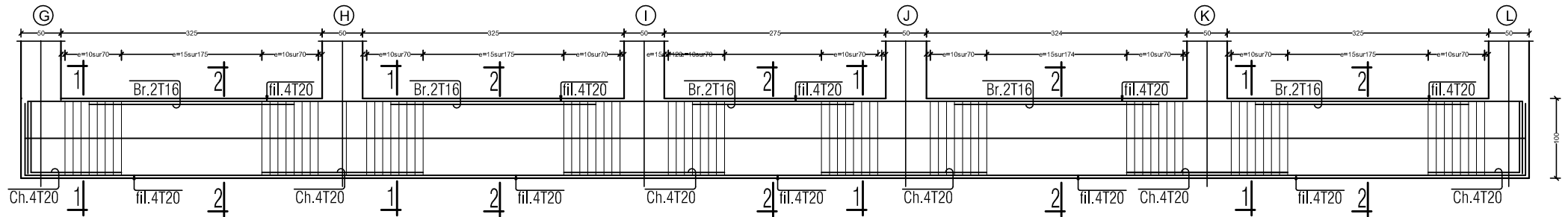
## COUPE 1-1

1--1

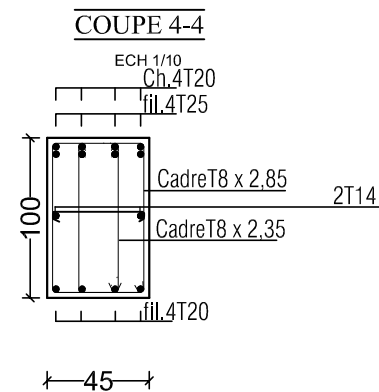
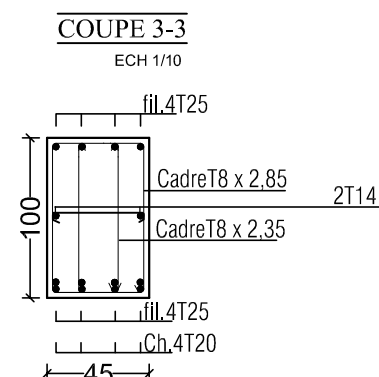
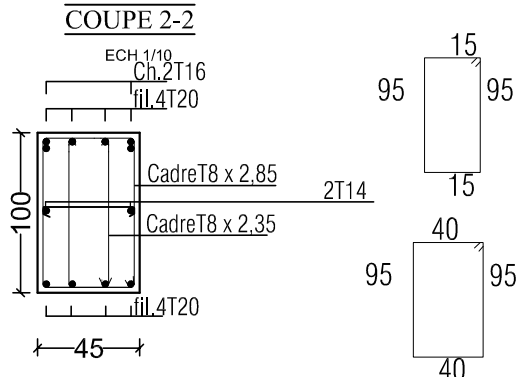
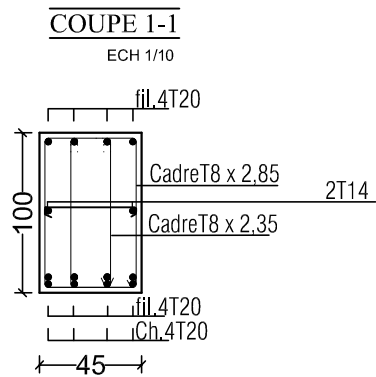
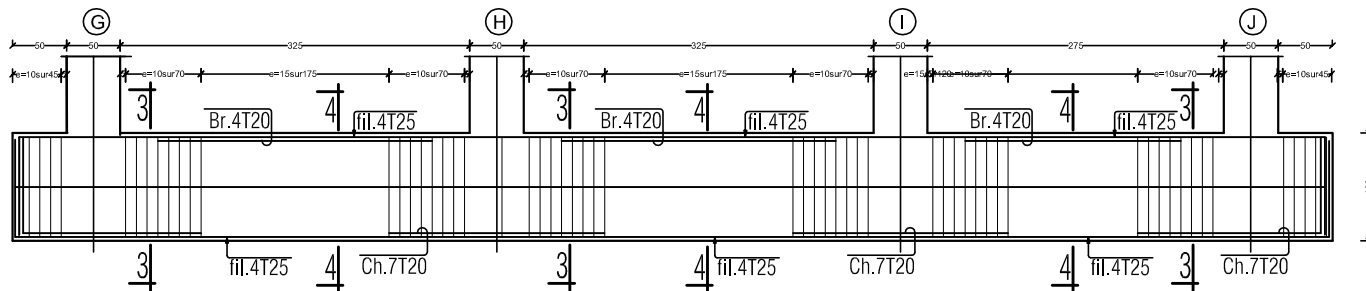


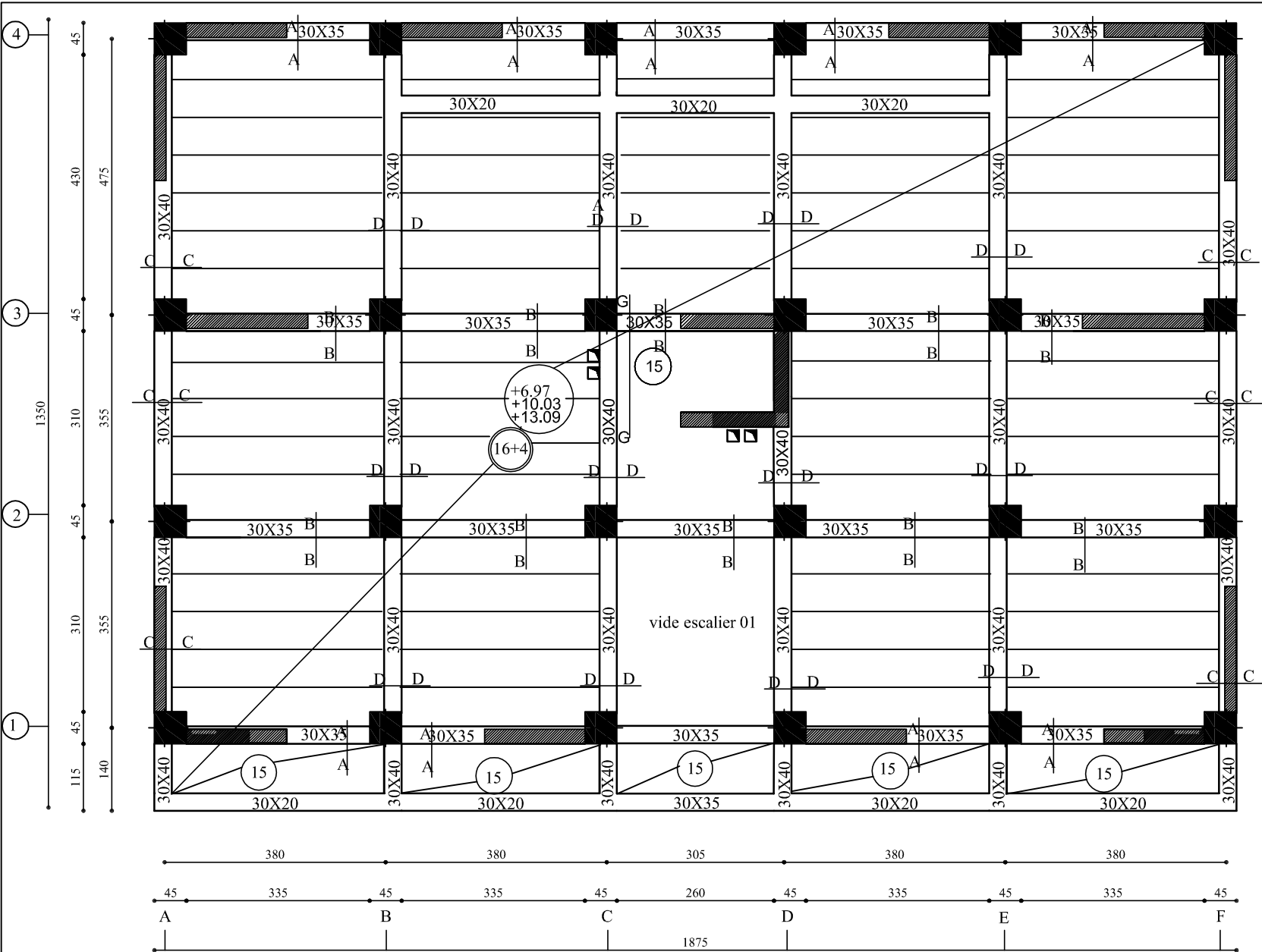
# FERRAILLAGE DE LA NERVURE

## Nervures sens X-X (45\*100).



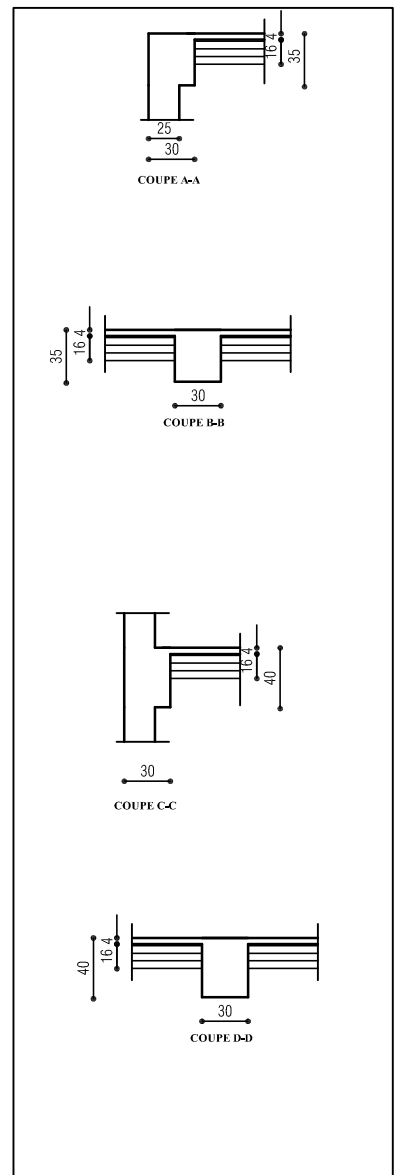
## Nervures sens Y-Y.:(45\*100).





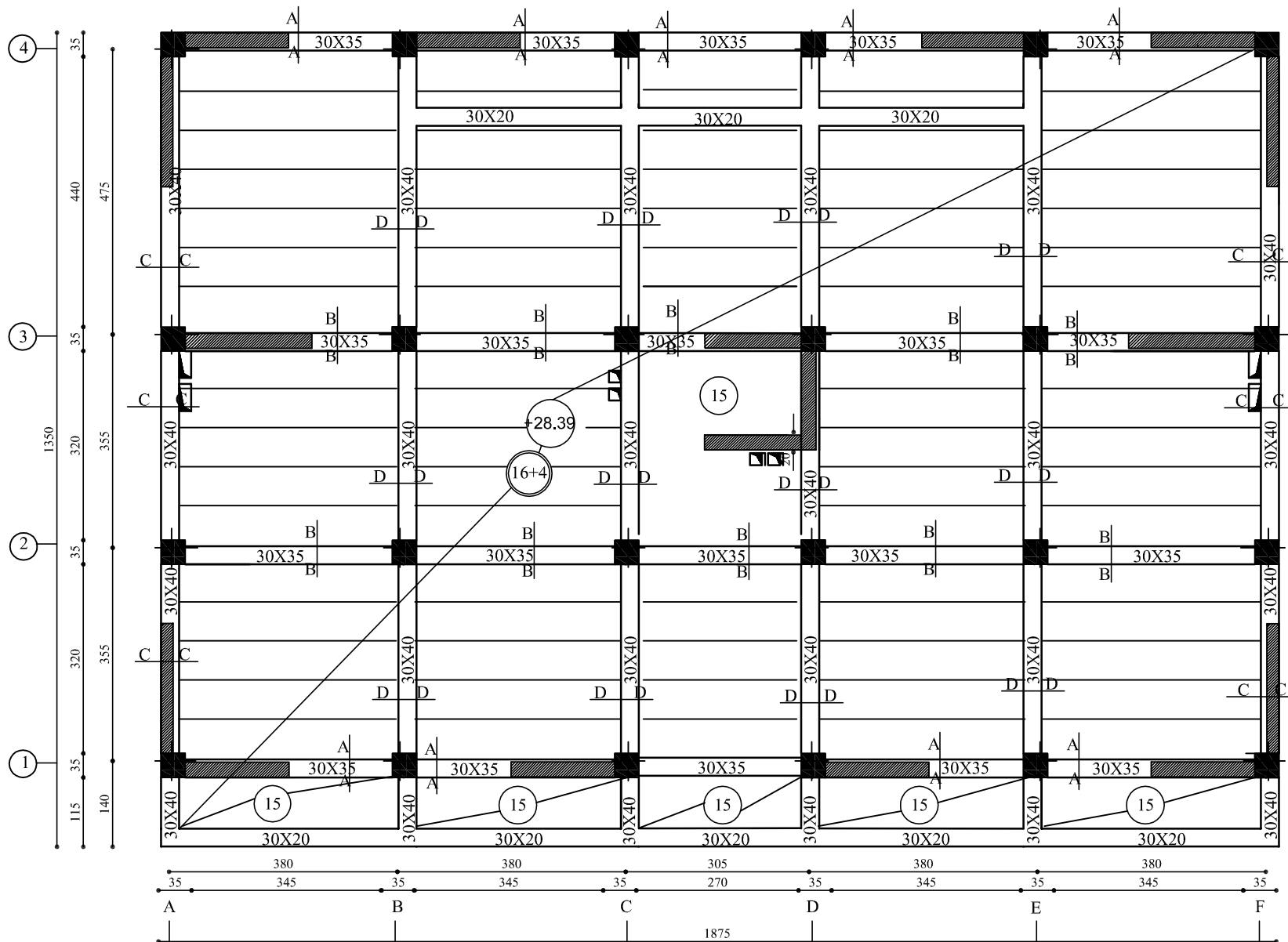
# **PLAN DE COFFRAGE**

NIV+ 6,97;+10,03;+13,09  
(1er ,2eme,3eme ETAGE)



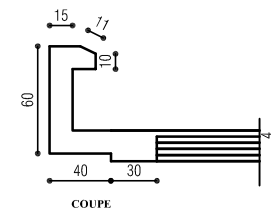
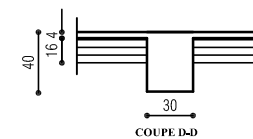
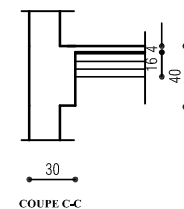
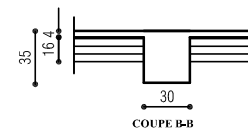
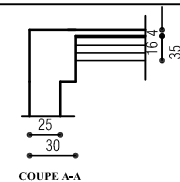






## PLAN DE COFFRAGE

NIV+ 28,39(TERRASSE)



# Conclusion Générale

## **Conclusion Générale**

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons (ETABS V. 9.7.4) que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

Ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons qu'elle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

# **Bibliographie**

- **Pratiques du BAEL 91 , cours et exercices corrigées .  
Jean PERCHAT, Jean ROUX**
- **Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).**
- **Formulaire du béton armé Victor DAVIDOVICHI.**
- **D T R B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.**
- **Cour et TD des années de spécialité.**
- **Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.**