

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**  
**Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou**  
**Faculté de Génie de Construction**  
**Département de Génie Civil**



## **Mémoire**

**Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de MASTER**  
**En : Génie Civil**

**Option : Construction Civile et Industrielle (C.C.I)**

## **Thème**

**Etude d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation et  
commercial en contreventement mixte**

**Proposé et dirigé par : Mr ILLOULI S.**

**Présenté par : Mr GHAZI Ayoub**  
**Mr GUIDOU Ziad**

**2018-2019**

## ***Remerciements***

*En premier lieu, nous tenons à adresser nos vifs remerciements à notre promoteur Mr ILLOULI pour ses orientations et conseils tout le long de notre travail.*

*On remercie tout particulièrement les membres du jury qui ont accepté de juger notre travail ainsi que tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.*

*Enfin, que tous ceux et celles qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail, soient assurés de notre profonde sympathie.*

# SOMMAIRE

<b>Introduction générale</b> .....	1
<b>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage</b> .....	2
<b>Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments et descente de charge</b> .....	9
<b>Chapitre III : Calcul des éléments</b> .....	25
1. Acrotère.....	25
2. Balcons.....	35
3. Escaliers.....	41
4. Poutre palières.....	67
5. Plancher .....	74
6. Salle machine .....	90
7. Porte à faux .....	98
<b>Chapitre IV : Vérification du RPA</b> .....	104
<b>Chapitre V : Ferrailage des portiques</b> .....	113
➤ Poteaux.....	113
➤ Poutres .....	123
<b>Chapitre VI : Ferrailage des voiles</b> .....	134
<b>Chapitre VII : Etude de l'infrastructure</b> .....	144
<b>Conclusion générale</b> .....	175
<b>Bibliographie</b>	

## Introduction générale

Le Génie Civil représente l'ensemble des techniques et calculs concernant les constructions civiles. Les ingénieurs s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant deux facteurs important et indispensables qui sont : la sécurité des usagers qui est placée en avant de nombreux paramètres, et l'aspect économique imposé par les couts croissants des matériaux.

Par ailleurs, le comportement et la résistance d'une structure est conditionné non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée, pour cela l'ingénieur est face à une impérieuse nécessité d'étudié les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique ;la résistance et le comportement d'une structure face aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière (Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué de portiques, de voiles ou des deux en même temps).

Le but de notre projet de fin d'étude est de mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation en génie civil à travers l'étude d'une structure à contreventement mixte d'un bâtiment R+8, un calcul statique et une étude dynamique et sismique sont effectués afin de déterminer les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis *ETABS* pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le CBA93, le RPA99/version2003 et le **DTR-BC-22** ainsi que le BAEL 91.

**I.1. Introduction :** Notre ouvrage est un bâtiment en (R+ 8 étages) à usage multiple (habitations, bureaux et commerce) qui sera implanté à Tizi Ouzou, classée selon le RPA99 version 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité (zone II-a).

### **I.2. Nature de l'ouvrage**

- Le RDC est à usage commercial et stationnement de véhicules légers
- Les autres étages sont à usage d'habitations
- Une cage d'escaliers
- Une cage d'ascenseur
- Une terrasse inaccessible

### **I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**

- Hauteur totale : 28.90m
- Hauteur du RDC : 4.42m.
- Hauteur d'étage courant : 3.06m.
- Longueur totale : 22.10m.
- Largeur totale : 15.00m.

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

#### ➤ **L'ossature :**

Le bâtiment est à ossature mixte, composé de poteaux et de poutres formant un système de portique transversaux et longitudinaux destiné à reprendre les charges verticales, et de voiles en BA disposés dans les deux sens, constituant un système de contreventement rigide assurant la stabilité de l'ouvrage.

#### ➤ **Planchers :**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages.

Ils assurent deux fonctions principales :

- Fonction de résistance mécanique :

Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propres et les surcharges, et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

- Fonction d'isolation :

Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre cas, on a des planchers à corps creux avec une dalle de compression.

- **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 une action sismique.

- **Remplissage :** On distingue deux types :

- Des murs de façade qui seront réalisés en double cloisons de briques creuses de 10 cm, séparées par une lame d'air de 5 cm ;

- Des murs de séparation intérieurs en simple cloisons de briques de 10 cm.

➤ **Revêtement :**

-Carrelage scelle pour les planchers et les escaliers.

-Céramique pour les salles d'eau.

-Mortier de ciment pour les murs de façades, les salles d'eau et cuisines.

-Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

➤ **Balcons :** Les balcons qui sont en console seront réalisés en dalle pleine, les autres seront en corps creux.

➤ **Les escaliers :** Nous avons un seul type d'escalier (deux volées). Ils permettent d'accéder aux différents étages. Ils sont constitués de paliers et de paillasse en béton armé coulé sur place.

➤ **Cage d'ascenseur :** l'ouvrage comporte une cage d'ascenseur. Elle sera réalisée par des voiles.

➤ **Infrastructures :**

Le choix du type de fondations est fonction de l'importance de l'ouvrage et de la nature du sol (à savoir ses contraintes admissibles).

➤ **Système de coffrage :** on opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution.

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

**I.5.1. Le béton :** est un matériau constitué par un mélange de ciment, granulats (sable et gravier) et de l'eau. Il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la qualité d'eau du gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles BAEL 91, et le RPA 99 modifié en 2003.

A titre indicatif le dosage courant par  $1\text{m}^3$  est comme suit :

- Granulat (sable  $\Phi \leq 5\text{mm}$ , gravier  $5 \leq \Phi \leq 25\text{mm}$ ).
- Gravions : 800L
- Sable : 400L
- Ciment : 300à400Kg / $1\text{m}^3$  de classe CPA 325.
- 150 à 200L d'eau.

**a)Résistance caractéristique du béton à la compression :** Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté ( $f_{c28}$ ). Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $<28$  jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$f_{c_j} = \frac{J}{(4.76+0.83J)} f_{c_{28}} \quad \text{pour } f_{c_{28}} \leq 40\text{Mpa.}$$

$$f_{c_j} = \frac{J}{1.4+0.95J} f_{c_{28}} \quad \text{pour } f_{c_{28}} \geq 40\text{Mpa.}$$

On adoptera  $f_{c_{28}}=25\text{Mpa}$  pour notre projet.

**b) Résistance caractéristique du béton à la traction : (art A-2.12 BAEL 91) :**

Le béton est caractérisé par une très faible résistance à la traction, de l'ordre de 10% de la résistance à la compression ; elle est définie comme suit :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

$$\text{à } j=28j \rightarrow f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

**c) Module de déformation longitudinale :** il existe deux modules de déformation longitudinale :

- Module de déformation instantanée :

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24H à l'âge de j jours.

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{ij} = 30822,43 \text{ MPa}$$

- Module de déformation différée :

Il permet de calculer la déformation finale du béton.

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = \frac{E_{ij}}{3} \Rightarrow E_{vj} = 10274,14 \text{ MPa}$$

**d) Module de déformation transversale :**

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

E : module de Young et  $\nu$  : coefficient de poisson.

**e) Coefficient de poisson :** c'est le rapport entre la déformation relative transversale  $\Delta d/d$  et la déformation relative longitudinale  $\Delta l/l$  ;  $\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$ .

il est pris égal à :

$\nu=0$  à l'ELU, pour le calcul des sollicitations .

$\nu=0.2$  à l'ELS, pour le calcul des déformations .

**f) Les états limites :** Ils correspondent aux conditions de sécurité et de comportement en service de la structure, on distinguera deux types :

- **État limite ultime de résistance :**

C'est la limite au-delà de laquelle la structure perd sa stabilité :

-stabilité de forme (flambement)

-résistance mécanique (rupture) et donc la ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{avec : } \theta \cdot \gamma_b \text{ est un coefficient de sécurité pris égale à :}$$

1.15 en situation accidentelle

1.00 en situation courante

0.85 devient 0.8 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères :

$\theta$ : coefficient d'application des actions considérées, telle que :

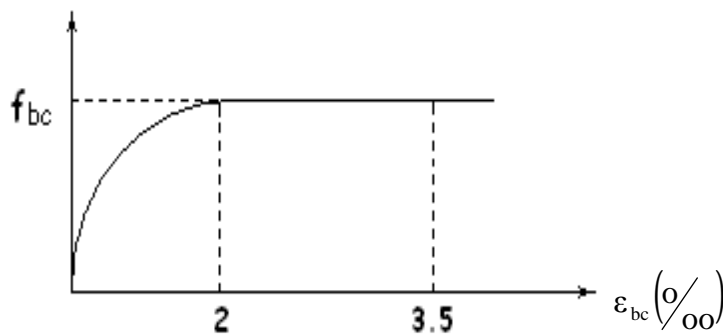
$\theta=1$  si la durée d'application des actions est supérieure à 24h

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

$\theta=0.85$  si la durée d'application des actions est inférieure à 1h

A 28j on a  $F_{bc}=14.2\text{MPa}$  en situation courante.

### Diagramme contrainte-déformation du béton à L'ELU :(BAEL/A.4.3.4)



**Figure I.2 : Diagramme contrainte- déformation (ELU)**

$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2 \text{‰}$  compression pure

Avec : ( $\varepsilon_{bc}$  raccourcissement du béton).

$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5 \text{‰}$  compression avec flexion.

En compression pure, les déformations relatives du béton sont limitées à 2%.

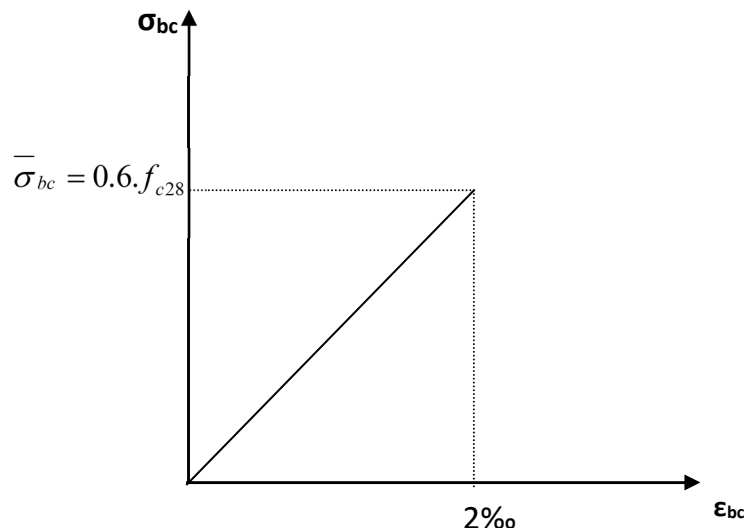
#### ▪ État limite de service (BAEL/A .4.5.2) :

C'est la limite au-delà de laquelle les conditions normales de durabilité et d'exploitation ne seront plus satisfaites, il comprend l'état limites de fissuration et de déformation.

La contrainte limite ultime de service à la compression est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \cdot$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{Mpa (à 28j d'âge)}$$



**Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation**

**g) Contrainte limite de cisaillement à l'ELS : (BAEL 91 modifier en 99 ; ART5-1)**

Elle est donnée par :  $\tau = \frac{v_u}{b.d}$

$v_u$  : effort tranchant

$b$  : largeur

$d$  : hauteur utile  $d=h-c$

$\tau_u \leq \min \left\{ 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\}$  si la fissuration est non préjudiciable

$\tau_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\}$  si la fissuration est très préjudiciable

**I.5.2. Acier :**

**a) Généralités :**

L'acier est un matériau qui possède une très bonne résistance à la traction classée en trois catégories :

- Les ronds lisses FeE215 et FeE235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215Mpa et 235Mpa respectivement.
- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondent à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400Mpa et 500Mpa.
- Treillis soudés formés par assemblage des barres tréfilées soudées.

**b) Module d'élasticité longitudinale  $E_s$  :**

Il est pris égal à  $2.10^5$  Mpa

**c) Contraintes limites  $\sigma_{st}$  :**➤ **A L'ELU**

$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$  telle que  $\gamma_s$  est un coefficient de sécurité pris égale à :

1.15 → situation courante

1.00 → situation accidentelle

➤ **A L'ELS**

Pour éviter le risque de corrosion des armatures, les ouvertures des fissurations dans le béton doivent être limitées ; en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

▪ **Fissuration peu nuisible : (A.4.5.32)**

Cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire  $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

▪ **Fissuration préjudiciable : (A.4.5.33)**

Cas des éléments exposés aux intempéries

$$\bar{\sigma}_s = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} ) \quad \text{MPa}$$

▪ **Fissuration très préjudiciable : (BAEL91 / Art 4-5.34)**

Cas des éléments exposés à un milieu agressif

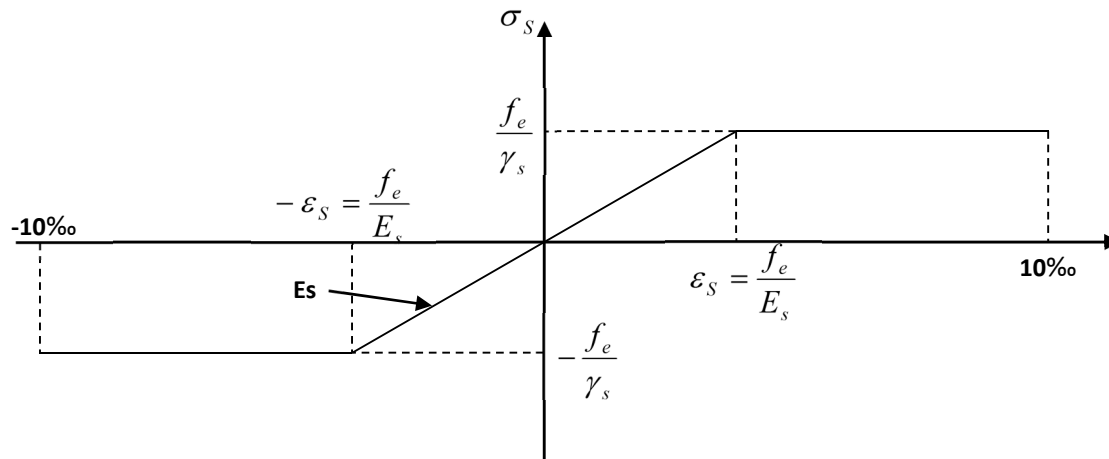
$$\bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 f_e, 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} ) \quad \text{en MPa}$$

$\eta$  : coefficient de fissuration

$\eta=1$  pour les ronds lisses

$\eta=1.3$  pour les fils dont le diamètre  $< 6$  mm

$\eta=1.6$  pour les hauts adhérences (HA)

**d) diagramme contrainte déformation (Art A.2.2.2/BAEL91)****Figure I-4-diagramme contrainte déformation****e) Enrobage (protection des armatures) :**

Dans le but de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, nous devons respecter les conditions d'enrobage 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 locaux.

### Introduction :

Après la présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux, nous procédons au pré dimensionnement de notre projet.

Le pré dimensionnement des éléments de construction permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur de ces derniers. Dans ce chapitre, nous allons pré-dimensionner les planchers, les poutres, les voiles et les poteaux.

### II.1. Les Planchers :

Un plancher est une aire généralement plane limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges. Il assure deux fonctions principales :

- Une fonction de résistance mécanique :** qui consiste en la capacité du plancher de supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et transmettre les efforts aux poutres qui à leur tour les transmettent aux poteaux et ces derniers aux fondations.
- Une fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique :** qui peut être assurée par une étanchéité multicouche contre les eaux pluviales, un faux plafond complémentaire contre la température des périodes chaudes, des hourdis associés avec des poutrelles et la dalle de compression contre les bruits.

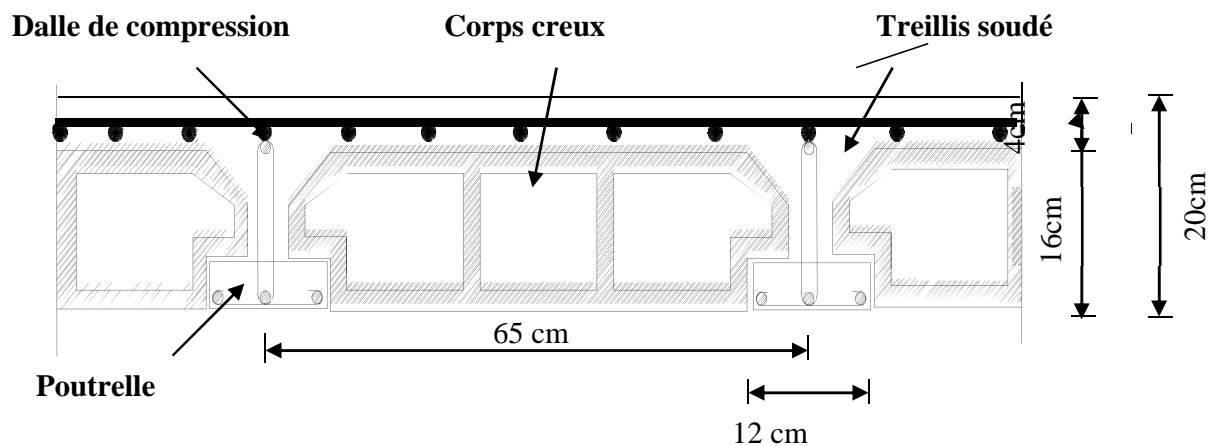


Figure II.1: Schéma descriptif d'un plancher en corps creux.

Les planchers sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, disposées suivant la plus petite portée.

## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments et descente de charge

L'épaisseur de ce type de planchers doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres qu'elles occasionneront aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

La hauteur totale du plancher, notée " $h_t$ " est donnée par :  $\square_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{hauteur du plancher.} \\ L_{max} : \text{Portée libre de la plus grande portée dans le sens des poutrelles} \end{array} \right.$$

Dans notre cas :  $L_{max} = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$ .

On aura donc :

$$\square_t \geq \frac{370}{22,5} = 16,44 \text{ cm}$$

Ainsi, on adoptera :  $h_t = 20 \text{ cm}$  ; soit un plancher de **(16+4)** qui sera valable pour tous les étages courants :

$$\left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm pour la hauteur du corps creux.} \\ 4 \text{ cm pour la hauteur de la dalle de compression.} \end{array} \right.$$

### II.2. Les Poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place ; on distingue les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

#### II.2.1 Poutre principale

$$\text{Hauteur} \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq \square \leq \frac{L}{10} \\ 0,4h \leq b \leq 0,7h \end{array} \right.$$

Avec :

$h$  : hauteur de la poutre,

$b$  : largeur de la poutre,

$L$  : la portée maximum entre nus d'appuis.

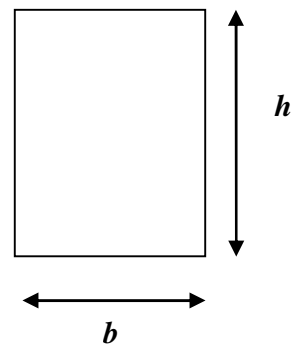


Figure II.2 : Schéma de la poutre

## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments et descente de charge

Par ailleurs, le RPA99 préconise les prescriptions, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm,} \\ \square \geq 30 \text{ cm,} \\ \frac{\square}{b} \leq 4, \\ b_{\max} \leq 1,5 + b_1. \end{array} \right\} \quad (\text{Art 7.5.1 RPA 99/Version 2003})$$

$$L = 530 - 40 = 490 \text{ cm.}$$

▪ **Hauteur (h) :**

$$\frac{L}{15} \leq \square \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{490}{15} \leq \square \leq \frac{490}{10} \quad \Rightarrow \quad 32.66 \text{ cm} \leq \square \leq 49 \text{ cm}$$

Soit :  **$h = 40 \text{ cm.}$**

▪ **Largeur (b) :**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \quad \Rightarrow \quad 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

Soit :  **$b = 30 \text{ cm.}$**

### II.2.2. Poutres secondaires :

$$L = 400 - 30 = 370 \text{ cm.}$$

▪ **Hauteur (h) :**

$$\frac{L}{15} \leq \square \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{370}{15} \leq \square \leq \frac{370}{10} \quad \Rightarrow \quad 24.66 \text{ cm} \leq \square \leq 37 \text{ cm}$$

Soit :  **$h = 35 \text{ cm.}$**

▪ **Largeur (b) :**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \quad \Rightarrow \quad 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

Soit :  **$b = 30 \text{ cm.}$**

### II.2.3. Vérification des conditions exigées par le RPA99 (modifié en 2003) :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	vérification
$\square \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	35 cm	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	30 cm	Vérifiée
$\square/b \leq 4$	1.33	1.16	Vérifiée

**Tableau II.1 : Vérification des dimensions des poutres conformément à l'article 7.5.1 du**

Finalement, on adoptera les dimensions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres principales } (30 \times 40) \text{ cm}^2. \\ \text{Poutres secondaires } (30 \times 35) \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

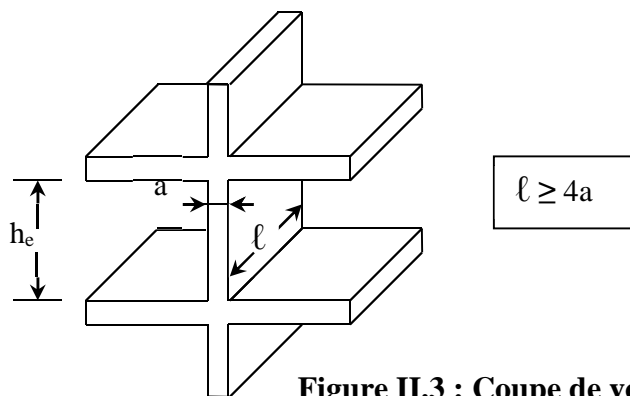
### II.3. Les Voiles :

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

Selon le **RPA 99 ADDANDA 2003, Art 7.7.1** ; sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante :  $\ell \geq 4a$

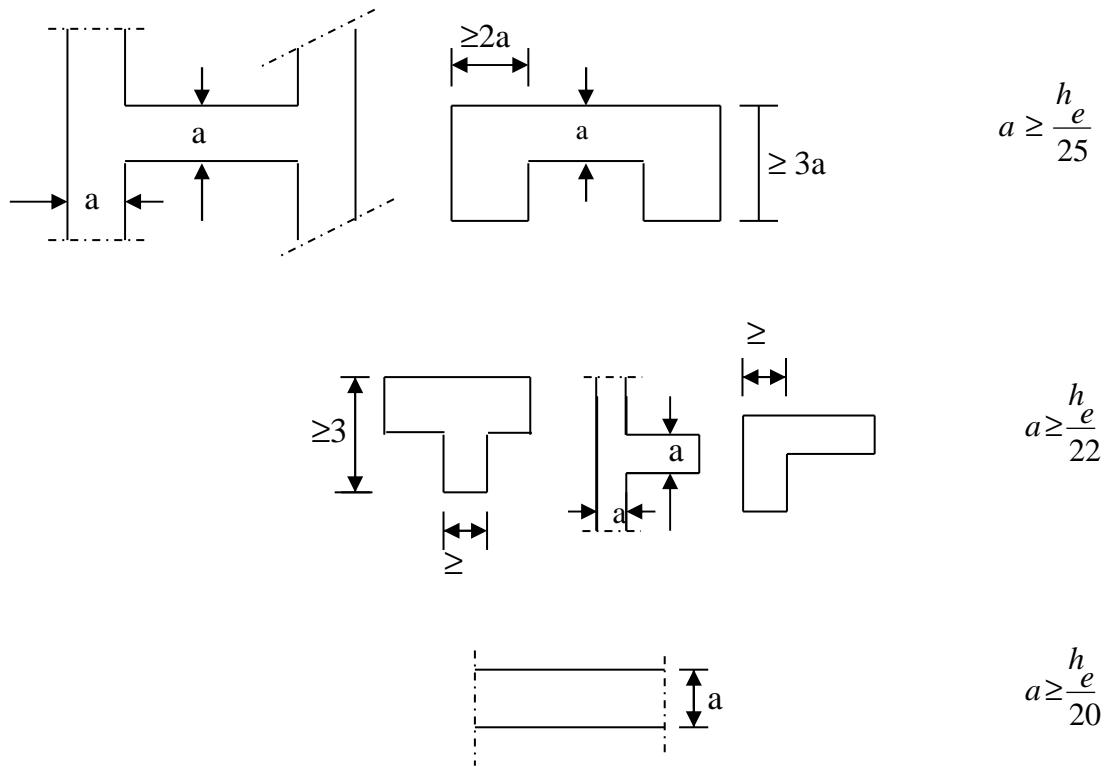
Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \ell : \text{portée min des voiles.} \\ a : \text{épaisseur des voiles} \end{array} \right.$$



## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments et descente de charge

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités avec une épaisseur minimale de 15 cm.



**Figure II.4 : Coupes de voiles en plan**

$$a \geq \max\left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20}\right) = \frac{h_e}{20}$$

Dans notre cas,  $h_e = \text{hauteur du RDC} = 442 - 20 = 422 \text{ cm}$ .

Nous aurons donc :  $a \geq \frac{422}{20} = 21.1$

On opte pour des voiles d'épaisseur :  **$a = 25 \text{ cm}$** .

Pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, sa longueur ( $\ell$ ) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur.

Dans notre cas  $\ell_{\min} = 115 \text{ cm} > 4 a = 100 \text{ cm} \implies$  Condition vérifiée.

### II.4. Les Poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments et descente de charge

---

En plus des armatures longitudinales (verticales) qui s'ajoutent à la résistance du béton à la compression, on dispose aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles et évitent le flambement du poteau.

Le Prédimensionnement des poteaux se fera à L'ELS en compression simple, selon la combinaison, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal  $N$ , on calculera la descente de charges sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charge.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}} \quad \text{Avec: } (N_s = G + Q).$$

$N_s$  : Effort normal de compression à la base du poteau

$S$  : section transversale du poteau

$G$  : charge permanente

$Q$  : surcharge d'exploitation

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite de compression du béton, donnée par :

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

Selon le (**RPA 99, A7.4.1**), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $Min(b_1, \square_1) \geq 25cm$ .....en zone **I** et **IIa**.
- $Min(b_1, \square_1) \geq 30cm$ .....en zone **III** et **IIb**.
- $Min(b_1, \square_1) \geq \frac{\square_e}{20}$ .
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{\square_1} < 4$ .

### Remarque :

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

### II.4.1. Descente de charges :

#### II.4.1.1. Surface d'influence :

Calcul de la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

$$S_p = (4.70 - 0.30) \times (4.00 - 0.30)$$

$$S_p = 4.40 \times 3.70$$

$$S_p = 16.28m^2.$$

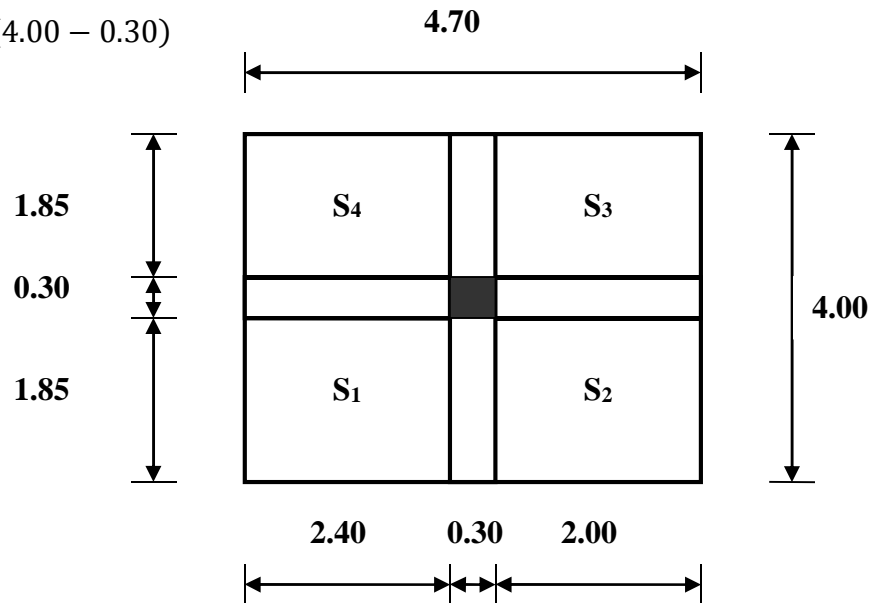


Figure II.5 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité

#### II.4.1.2. Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

##### A. Les charges permanentes :

##### 1) Les planchers:

Nous avons deux types de planchers :

##### a. Plancher terrasse:

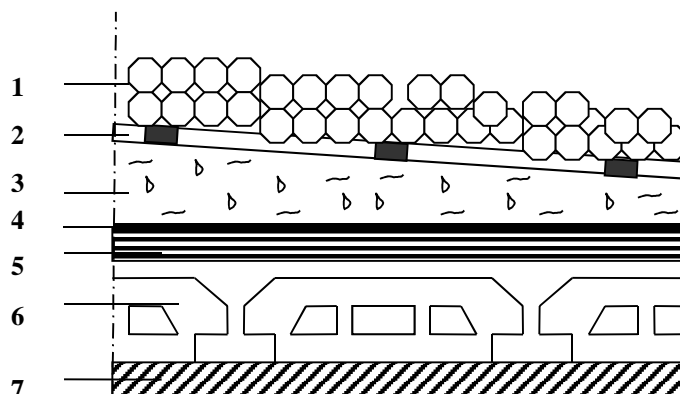


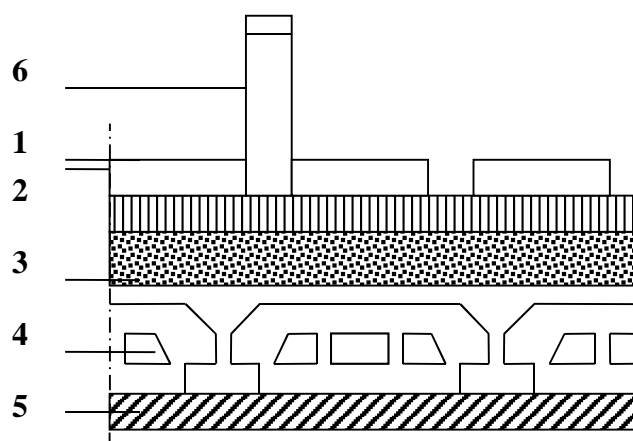
Figure II.6 : Coupe verticale du plancher terrasse

Les caractéristiques du plancher terrasse se résument dans le tableau suivant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charges <b>G</b> (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravillons	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multi couche	0.02	06	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane (par vapeur)	--	0.01	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	04	0.16
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
<b>Charge permanente totale <math>G_t</math></b>				<b>5.83</b>

**Tableau II.2 : Poids des différents éléments constituant le plancher terrasse**

### b. Plancher étage courant :



**Figure II.7 : Coupe verticale du plancher d'étage courant**

Les caractéristiques des planchers courants se résument dans le tableau suivant :

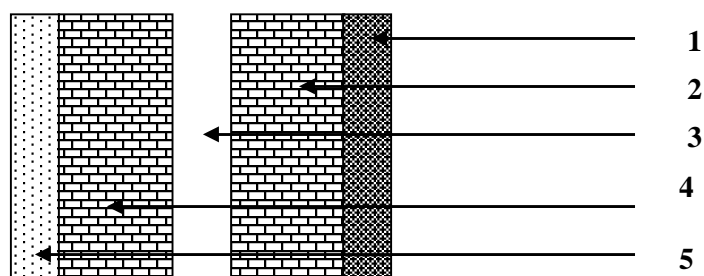
N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charges $G$ (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.03	20	0.60
3	Couche de sable	0.03	22	0.66
4	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieures	0.10	09	0.90
Charge permanente totale $G_c$				<b>5.56</b>

**Tableau II.3 : Poids des différents éléments constituant le plancher d'étage courant**

### 2) Maçonnerie :

Il y a deux types de murs, murs extérieurs et murs intérieurs :

#### a. Murs extérieurs :



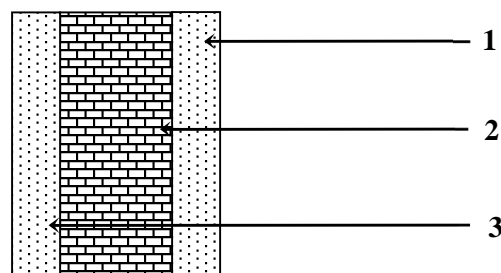
**Figure II.8 : Coupe verticale d'un mur extérieur**

Les caractéristiques du mur extérieur se résument dans le tableau suivant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charges $G$ (KN/m <sup>2</sup> )
1	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	09	0.90
3	Lame d'air	0.05	00	0.00
4	Briques creuses	0.10	09	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale $G_{mex}$				<b>2.36</b>

**Tableau II.4 : Poids des différents éléments constituant le mur extérieur**

b. Murs intérieurs :



**Figure II.9 : Coupe verticale d'un mur intérieur**

Les caractéristiques du mur intérieur se résument dans le tableau suivant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charges $G$ (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	09	0.90
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale $G_{mint}$				<b>1.30</b>

**Tableau II.5 : Poids des différents éléments constituant le mur intérieur**

### 3) Acrotère :

$$h_t = 60 \text{ cm.}$$

La charge permanente  $G$  est :

$$G = \rho \times S \times 1m = 25[0.9 \times 0.1 + 0.2 \times 0.07 + 0.03 \times 0.2/2] = 2.675 \text{ KN.}$$

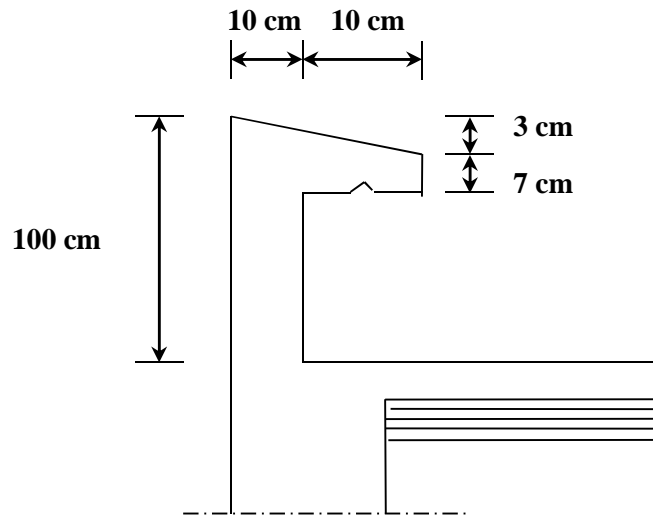


Figure II.10 : Coupe transversale de l'acrotère

### B. Surcharges d'exploitation :

De la même manière que pour les charges permanentes, nous déterminons les surcharges d'exploitations relatives aux différents éléments déjà donnés.

Elles sont résumées dans le tableau suivant :

Eléments	Surcharges $Q$ (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse inaccessible	1.0
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher RDC (commercial)	2.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5

Tableau II.6 : Surcharges d'exploitation des différents éléments

### II.4.1.3. Détermination du poids propre des éléments :

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

#### a. Poids propre des planchers :

Plancher	Surface d'influence $S \text{ (m}^2\text{)}$	Charges $G \text{ (KN/m}^2\text{)}$	Charges permanente du plancher $P \text{ (KN)}$
Terrasse	16.28	5.83	$P_{terrasse} = G \times S = 94.91$
Etage courant	16.28	5.56	$P_{e.courant} = G \times S = 90.51$

Tableau II.7 : Charges permanentes des planchers

#### b. Poids propre des poutres :

Plancher	Charge permanente des poutres $G \text{ (KN/m}^2\text{)}$	Charge permanente totale des poutres $P_{totale} = G_{PP} + G_{PS} \text{ (KN)}$
Poutres principales	$G_{pp} = [0.30 \times 0.40 \times (4.70 - 0.30)] \times 25$ $= 13.20$	$P_{totale} = 10.875 + 9.1875 = \mathbf{22.91}$
Poutres secondaires	$G_{ps} = [0.30 \times 0.35 \times (4.00 - 0.30)] \times 25$ $= 9.7125$	

Tableau II.8 : Charges permanentes des poutres

### II.4.1.4. Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression :

#### ▪ Loi de dégression des charges :

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

Dans notre cas, la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, donc on peut utiliser la formule préconisée par le **D.T.R.B.C2, 2, p17**.

La loi de dégression est donc définie comme suit :

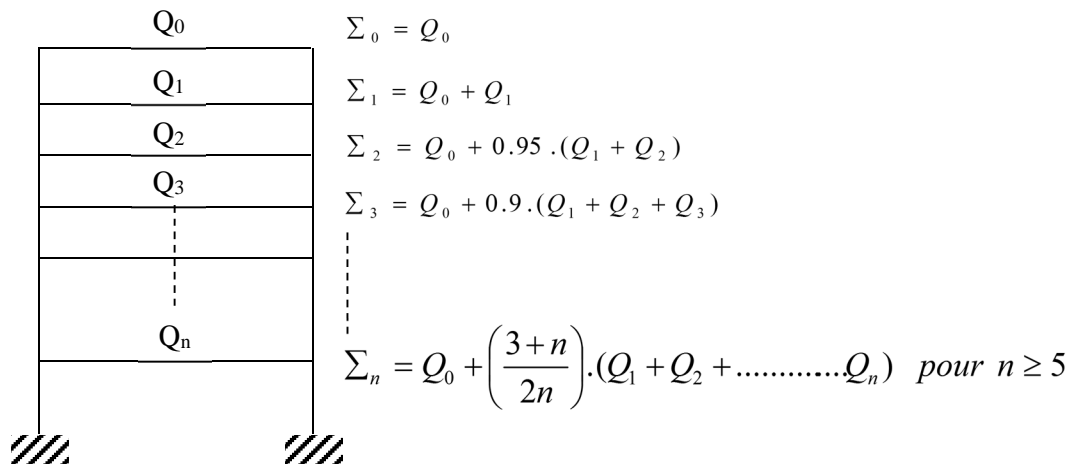


Figure II.11 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation

Avec :

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

$Q_i$  : surcharge d'exploitation de l'étage (i),

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

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

▪ Coefficients de dégression de surcharges :

Niveau	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
coef	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.68	0.66	0.65	0.63

Tableau II.9 : Coefficients de dégression de surcharges

▪ Les surcharges cumulées  $Q_n$  :

Niveaux	Opérations	Résultats
Terrasse	$Q_0=1 \times 16.28$	<b>16.28KN</b>
Niveau 7	$Q_0+ Q_1=12.69 + 24.42$	<b>40.70 KN</b>
Niveau 6	$Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)= 12.69 + 36.16$	<b>62.67 KN</b>
Niveau 5	$Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3) = 12.69 + 51.39$	<b>82.21 KN</b>
Niveau 4	$Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)= 12.69 + 64.72$	<b>99.30KN</b>
Niveau 3	$Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)= 12.69 + 76.14$	<b>113.93KN</b>
Niveau 2	$Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)= 12.69 + 85.66$	<b>126.17 KN</b>
Niveau 1	$Q_0+0.71 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)= 12.69 + 94.60$	<b>137.64KN</b>
RDC	$Q_0+0.68 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)= 12.69 + 103.55$	<b>160.19 KN</b>

**Tableau II.10 : Dégression des charges d'exploitation**

**Remarque :**

D'après les dégâts constatés lors du séisme du 21 Mai 2003 à Boumerdès, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et des poutres faibles afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau. Ceci nous a conduit à augmenter la section de nos poteaux afin de respecter les recommandations des experts lors du séisme dernier.

Nous préconisons les mêmes sections pour l'ensemble des poteaux de chaque niveau, nous préconisons ainsi la nécessité d'augmenter la section du béton pour éviter les risques d'éclatement de ce dernier sous l'effet du sur ferrailage.

NIVEAU	Charges permanentes (KN)					Surcharges d'exploitation (KN)		Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ KN	Section du poteau ( $cm^2$ )	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	$G_{totale}$	$G_{cumulée}$	$Q_i$	$Q_n$		Section trouvée	Section adoptée
8	94.91	22.91	/	117.82	117.82	16.28	16.28	134.10	89.40	40x 40
7	90.51	22.91	6.88	120.3	238.12	24.42	40.70	278.90	185.93	40 x 40
6	90.51	22.91	6.88	120.3	358.12	24.42	62.67	420.79	280.05	40 x 40
5	90.51	21.91	6.88	120.3	478.42	24.42	82.21	560.63	373.75	45 x 45
4	90.51	21.91	6.88	120.3	598.72	24.42	99.30	698.02	465.34	45 x 45
3	90.51	21.91	6.88	120.3	719.02	24.42	113.96	832.98	555.32	45 x 45
2	90.51	21.91	6.88	120.3	839.32	24.42	126.17	965.49	643.66	50 x 50
1	90.51	21.91	6.88	120.3	959.62	24.42	137.64	1097.26	731.50	50 x 50
R D C	90.51	21.91	9.94	123.36	1082.98	24.42	160.19	1243.17	828.78	50 x 50

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

Les sections des poteaux adoptées sont donc:

Niveaux	Sections ( $cm^2$ )
8, 7, 6	(40 x 40)
5, 4, 3	(45 x 45)
2, 1, RDC	(50 x 50)

**Tableau II.12 : Sections des poteaux adoptée**

II.4.2. Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA :

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
40x40	$Min(b, \square) \geq 25cm$	$Min(b, \square) = 40cm > 25cm.$	Condition vérifiée
	$Min(b, \square) \geq \frac{\square_e}{20}$	$\frac{\square_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3cm < 40cm.$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{\square} < 4.$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{\square} = \frac{40}{40} = 1 < 4.$	Condition vérifiée
45x45	$Min(b, \square) \geq 25cm$	$Min(b, \square) = 45cm > 25cm.$	Condition vérifiée
	$Min(b, \square) \geq \frac{\square_e}{20}$	$\frac{\square_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3cm < 45cm.$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{\square} < 4.$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{\square} = \frac{45}{45} = 1.00 < 4.$	Condition vérifiée
50x50	$Min(b, \square) \geq 25cm$	$Min(b, \square) = 50cm > 25cm.$	Condition vérifiée
	$Min(b, \square) \geq \frac{\square_e}{20}$	$\frac{\square_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3cm < 50cm.$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{\square} < 4.$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{\square} = \frac{50}{50} = 1.00 < 4.$	Condition vérifiée

Tableau II.13 : Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA 99(Art 7.4.1)

### Introduction :

Dans ce chapitre, nous ferons l'étude des éléments du bâtiment qui, contrairement aux poutres, poteaux et voiles qui participent à la fois à l'ensemble de la structure, peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet des seules charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément au règlement BAEL 91 modifié 99.

### III.1. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant toute chute, elle sera calculée comme console encadrée au niveau de la poutre du plancher.

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande d'un mètre soumise à la flexion composée due au poids propre de l'acrotère « N » et d'une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement «  $M_r$  ».

L'acrotère est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables.

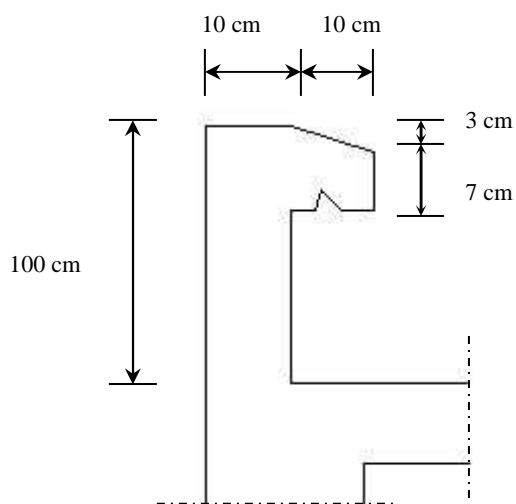


Figure III.1: Coupe transversale de l'acrotère

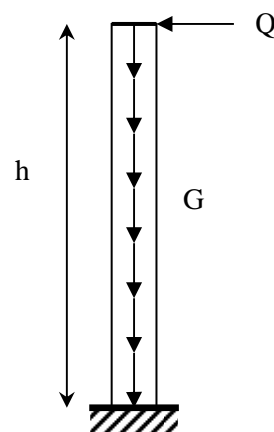


Figure III.2 : Schéma statique de l'acrotère

**III.1.1. Calcul des sollicitations :**

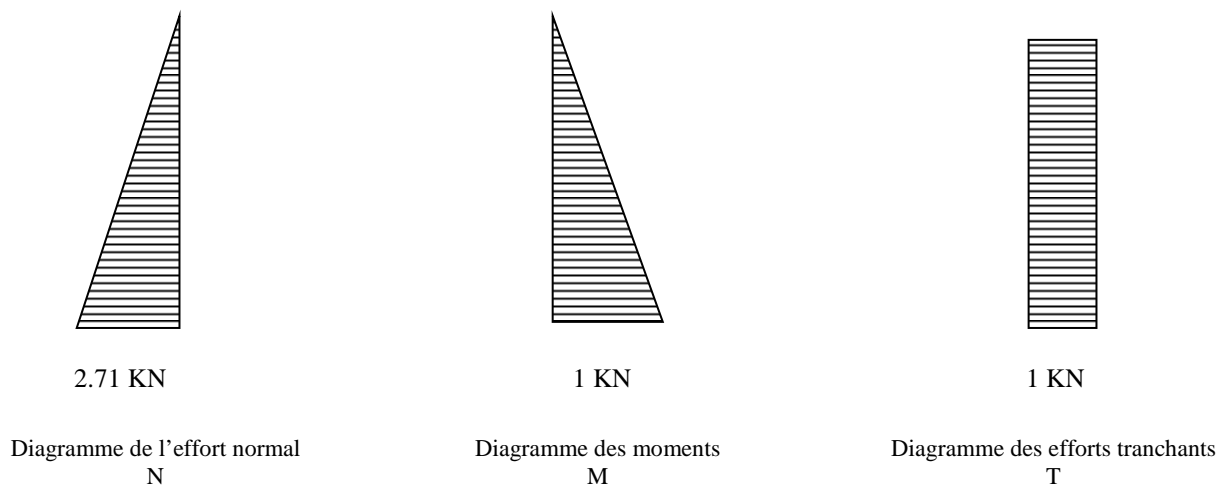
- Effort normal dû au poids propre :  $G = \rho \times S \times 1ml$ .

Avec :  $\rho$  : Masse volumique du béton.

S : Section transversale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[ 1 \times 0.1 + 0.1 \times 0.07 + \frac{0.03 \times 0.1}{2} \right] = 2.71 \text{ KN} / m.$$

- Surcharge due à la poussée latérale Q :  $Q = 1 \text{ KN} / ml$ .
- Effort tranchant dû à la poussée latérale :  $T = Q \times 1ml = 1 \text{ KN}$ .
- Effort normal dû au poids propre G :  $N_G = G \times 1 = 2.71 \text{ KN}$ .
- Effort normal dû à la surcharge Q :  $N_Q = 0$ .
- Moment de renversement dû à G :  $M_G = 0$ .
- Moment de renversement dû à Q :  $M_Q = Q \times h = 1 \times 1 = 1 \text{ KN} . ml$ .



**Figure III.3 : Diagrammes des efforts**

### III.1.2. Combinaisons de charges :

#### • A l'ELU :

La combinaison de charge est :  $1.35 G + 1.5 Q$

➤ Effort normal de compression :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = 1.35 \times 2.71 = 3.66 \text{ KN.}$$

➤ Moment de renversement :

$$M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.m.}$$

#### • A l'ELS :

La combinaison de charges est :  $G + Q$

➤ Effort normal de compression :

$$N_s = N_G + N_Q = 2.71 \text{ KN.}$$

➤ Moment de renversement :

$$M_s = M_G + M_Q = 1 \text{ KN.m.}$$

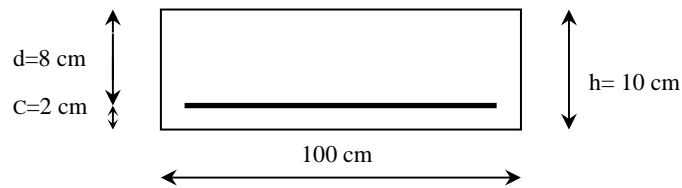
### III.1.3. Ferrailage :

Le calcul se fera à l'ELU puis la vérification à l'ELS.

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression «  $N$  » et un moment de flexion «  $M$  ».

Donc, ça consiste en l'étude d'une section de béton rectangulaire soumise à la flexion composée.

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



• Calcul à l'ELU :

a) Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \quad e_u = \frac{1.5 \times (10)^2}{3.66} = 40.98 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm}.$$

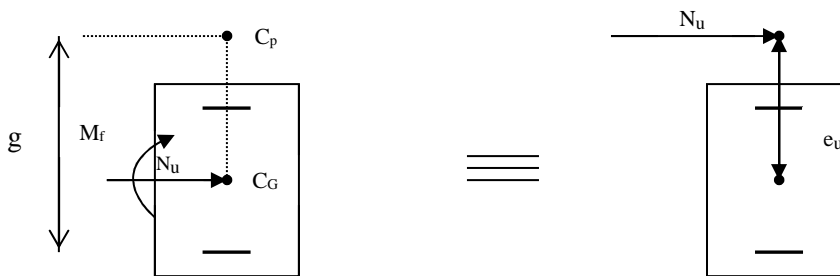


Figure III.4 : section rectangulaire soumise à la flexion composée

Le centre de pression «  $c_p$  » se trouve à l'extérieur de la section limitée et l'effort normal ( $N$ ) est un effort de compression  $\Rightarrow$  Section partiellement comprimée (SPC).

Donc la section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif «  $M_f$  » puis on se ramène à la flexion composée.

b) Calcul de la section d'armatures en flexion simple :

❖ Moment fictif :

$$M_f = N_u \cdot g$$

Avec :  $g$  : distance entre «  $c_p$  » et le centre de gravité des armatures inférieures tendues.

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 40.98 + \frac{10}{2} - 2 = 43.98 \text{ cm.}$$

D'où :  $M_f = 3.66 \times 0.44 = 1.61 \text{ KN.m.}$

❖ **Moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.61 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.0177$$

Avec :  $f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$

$$\mu_b = 0.018 < \mu_l = 0.392. \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.018 \Rightarrow \beta = 0.991.$$

❖ **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1.61 \times 10^3}{0.991 \times 8 \times 348} = 0.58 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} ; \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_u = 0.58 - \frac{3.66 \times 10}{348} = 0.47 \text{ cm}^2.$$

d) **Vérifications à l'ELU :**

❖ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL 91)**

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

▪ **Armatures principales :**

$$A_u \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0.445.d}{e_s - 0.185.d} \right]$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06.f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{1}{2.71} = 37.03 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{348} \left[ \frac{37 - 0.445 \times 8}{37 - 0.185 \times 8} \right] = 1.09 \text{ cm}^2$$

D'où les armatures principales :

$$A_u = 0.47 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1.09 \text{ cm}^2 .$$

La condition étant non justifiée, on adoptera la section minimale d'armatures :

$$A = A_{\min} = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } A_{\text{adoptée}} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

▪ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{\text{adoptée}}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } A_r = 3HA6 = 0.85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Avec un espacement : } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm.}$$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A.5.2.1/BAEL91)**

La fissuration est préjudiciable, donc :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \right\} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \right\} = \min \{2.5; 4\} = 2.5 \text{ MPa .}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}; \quad V_u : \text{Effort tranchant} : V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.}$$

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{100 \times 80} = 0.019 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.019 < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa.} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement ; les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3/BAEL91)**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$\psi_s$  : Coefficient de scellement ;  $\psi_s = 1.5$  (Acier de haute adhérence)

$$\text{D'où : } \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

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

$\sum u_i$  : Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05 \text{ cm.}$$

$$\text{D'où : } \tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 8 \times 10.05} = 0.21 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Espacement des barres :**

Armatures principales :  $S_t = 25 \text{ cm.} < \min \{3h; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm.}$

$$\Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition :  $S_t = 25 \text{ cm.} < \min \{4h; 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm.}$

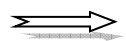
$$\Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Ancrage des barres verticales :**

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

Avec :  $\bar{\tau}_s = 0.6(\psi_s)^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$ .

D'où :  $L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 281.69 \text{ mm}$ .

 Soit :  $L_s = 30 \text{ cm}$ .

### e) Vérification à L'E L S :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \quad \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$\sigma_{bc}$  : 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.

#### ❖ Vérification des contraintes dans l'acier :

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

Avec :  $\rho_1 = \frac{100 \times A_u}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251$

$$\rho_1 = 0.251 \rightarrow \beta_1 = 0.912$$

$$\sigma_{st} = \frac{1 \times 10^3}{0.920 \times 8 \times 2.01} = 67.59 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max( 0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} ) \right\}$$

Avec :  $\eta = 1.6$  pour les Barres H.A

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{ 266.6 ; 201.63 \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 67.59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification des contraintes dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

$$\text{On a : } \rho_1 = 0.251 \Rightarrow \beta_1 = 0.912 \Rightarrow K = 48.29$$

$$\sigma_{bc} = \frac{67.59}{48.29} = 1.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

**f) Vérification de l'acrotère au séisme : (Art 6.2.3 RPA99)**

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, dans notre cas : A = 0.15 (Zone IIa, groupe d'usage2).

C<sub>p</sub> : facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires, C<sub>p</sub> = 0.3.

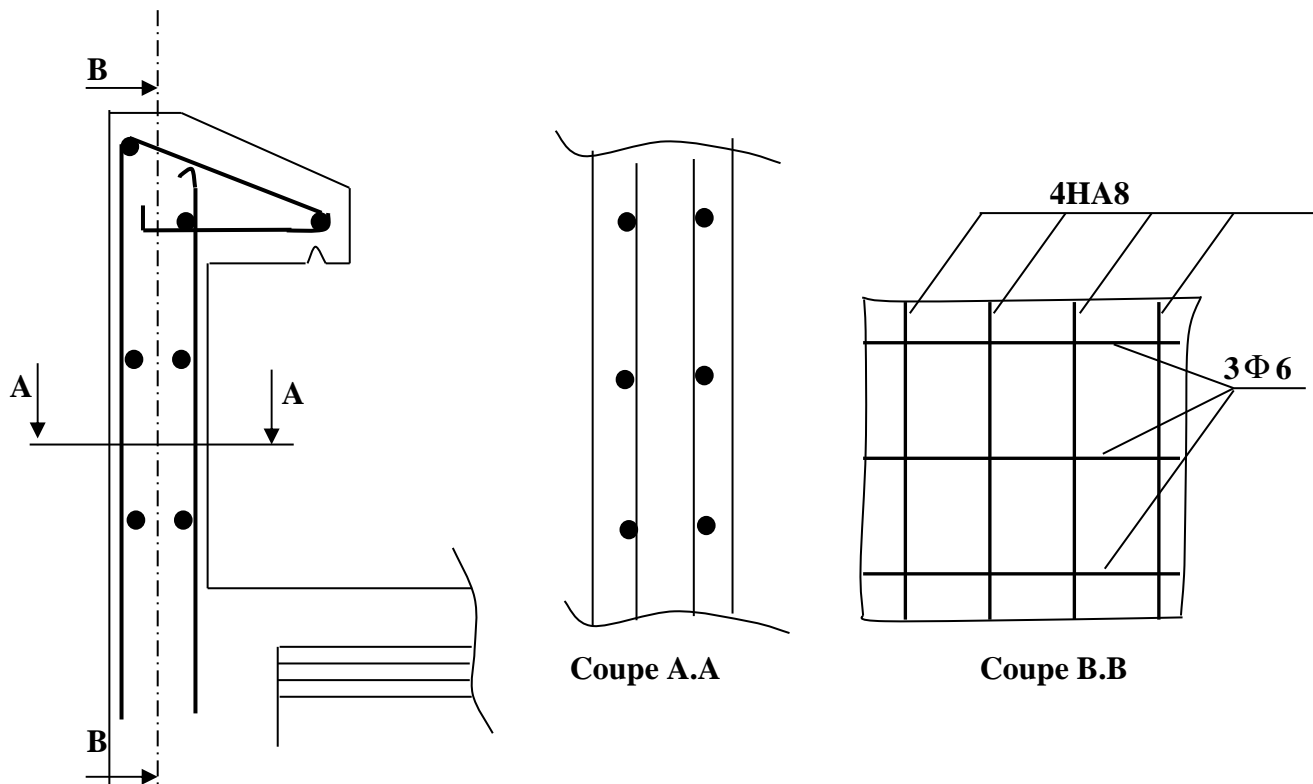
W<sub>n</sub> : poids de l'acrotère, W<sub>p</sub> = 2.71 KN/ml.

$$F_p = 4 \times 0.3 \times 0.15 \times 2.71 = 0.487 \text{ KN / ml} < Q = 1 \text{ KN / ml}.$$

**Conclusion :**

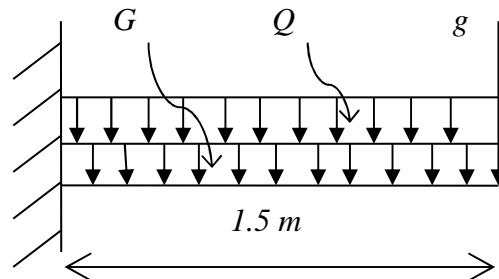
Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal  $Q=1\text{KN/ml}$  supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment.



### III.2. Calcul des balcons :

Le balcon est assimilé à une console encastrée à une extrémité, réalisée en dalle pleine. Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :



**Figure III.5 : Schéma statique du balcon**

$G$  : charge permanente uniformément répartie due au poids propre de la dalle pleine.

$Q$  : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

$g$  : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

#### III.2.1. Dimensionnement du balcon :

L'épaisseur de la dalle pleine est déterminée comme suit :

$$e_p = \frac{l}{10} = \frac{150}{10} = 15\text{cm}$$

On optera pour une épaisseur de 20 cm.

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

- Charges permanentes :

Eléments		Charges permanentes ( $KN/m^2$ )	Résultats ( $KN/m^2$ )
Dalle pleine		$25 \times 0.10$	2.50
Revêtements	Carrelage	$22 \times 0.02$	0.44
	Mortier de pose	$22 \times 0.02$	0.44
	Couche de sable	$18 \times 0.02$	0.36
	Enduit de ciment	$18 \times 0.02$	0.36
Somme ( $G$ )			<b>4.10</b>

Tableau III.1 : Charges permanentes du balcon

- Charge concentrée (Poids propre du garde corps) :

Eléments		Charges permanentes ( $KN/m^2$ )	Résultats ( $KN/m^2$ )
Brique		$9 \times 0.10$	0.90
Enduit de ciment		$18 \times 0.02 \times 2$	0.72
Somme ( $g$ )			<b>1.62</b>

Tableau III.2 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde corps

- Surcharge d'exploitation :

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

### III.2.3. Combinaisons de charges :

- A l'ELU :

➤ La dalle :

$$q_u = (1.35G + 1.5 Q) \times 1m = (1.35 \times 4.1) + (1.5 \times 3.5) = 10.78 \text{ KN/ml}$$

➤ **Le garde corps :**

$$g_u = (1.35 \times g) \times 1 \text{ m} = 1.35 \times 1.62 = 2.187 \text{ KN}$$

- **A l'ELS :**

➤ **La dalle :**

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m} = 4.1 + 3.5 = 7.6 \text{ KN}$$

➤ **Le garde corps :**

$$g_s = g = 1.62 \text{ KN/ml}$$

### III.2.4. Calcul des moments fléchissant :

- **A l'ELU :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u \times l$$

$$M_u = \frac{10.78 \times (1.50)^2}{2} + 2.187 \times 1.50 = 15.40 \text{ KN.m}$$

- **A l'ELS :**

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + g_s \times l$$

$$M_u = \frac{7.6 \times (1.50)^2}{2} + 1.62 \times 1.50 = 10.98 \text{ KN.m}$$

### III.2.4. Ferrailage :

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

• **Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15.40 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.222 < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.222 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.873$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{15.40 \times 10^3}{0.873 \times 7 \times 348} = 7.24 \text{ cm}^2$$

On adopte : **7HA12** = 7.92 cm<sup>2</sup> avec  $S_t = 16 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Soit une section de **4HA8** =  $2.01 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

### III.2.5. Vérifications à l'ELU :

- 1) **Conditions de non fragilité : (A.4.2,1/BAEL91modifié 99)**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.84 \text{ cm}^2 < A_s = 7.92 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- 2) **Vérification de la l'entraînement des barres : (A.6.1,3/BAEL91modifié 99)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$V_u = q_u \times l + g_u$$

$$V_u = (10.78 \times 1.5) + 2.187 = 18.357 \text{ KN}$$

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 9 \times 3.14 \times 12 = 339.12 \text{ mm}$$

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{18.357 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 339.12} = 0.354 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- 3) **Vérification au cisaillement : (A.5.1,2/BAEL91modifié 99)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{18.357 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.153 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$\Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

- Armatures principales :

$$S_{t1} = 16\text{cm} < \min \{3h ; 33\} = 33\text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures de répartition :

$$S_{t2} = 25\text{ cm} < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### III.2.6. Vérification à l'ELS :

- Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}.$$

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

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{15.40}{10.98} = 1.40$$

$$\mu = 0.296 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0.45$$

$$\frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445$$

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Longueur de scellement :

La longueur de scellement droit est donnée par :

$$l_s = - \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

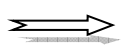
$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.27 \text{ cm} . \quad \text{Soit : } l_s = 40 \text{ cm}$$

Pour des raisons de pratique, on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$L_r = 0.4 L_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$



On adopte :  $L_r = 16 \text{ cm}$ .

- **Contraintes dans les armatures :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification dans les aciers est inutile.

### III.3. Calcul des escaliers :

#### III.3.1. Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

#### III.3.2. Terminologie :

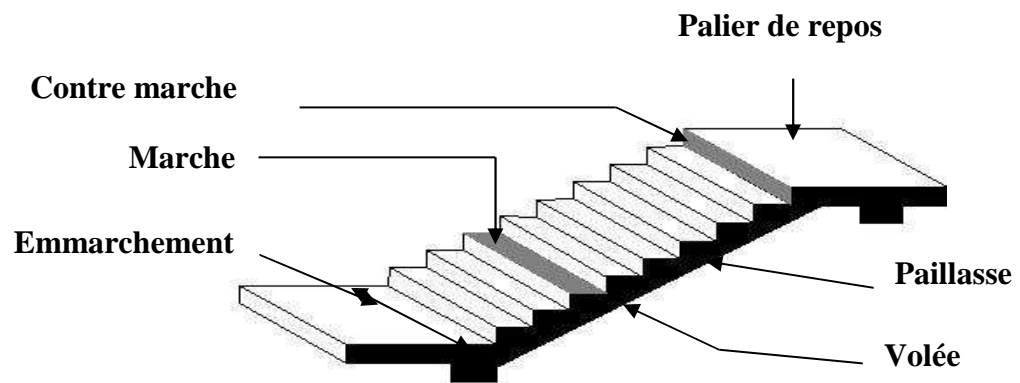


Figure III.6 : Principaux termes relatifs à un escalier

**Marche** : c'est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale ; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

Le nombre de marches est pris comme suit :  $m = n - 1$ .

**Contre marche** : c'est la partie verticale entre deux marches ; l'intersection de la marche et la contre marche nommés nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

$n$  : nombre de contre marches donné par :  $n = \frac{H}{h}$ .

Avec :  $H$  : hauteur entre deux niveaux consécutifs.

**Hauteur de la contre marche « h »** : c'est la différence de niveau entre deux marches successives.

$h$  le plus courant varie de 14 à 20 cm (17 cm en moyenne).

**Giron « g »** : c'est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ;  $22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm}$ .

**La volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.

**Le palier** : est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

**L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.

Dans un immeuble collectif, l'emmarchement doit être :  $L \geq 120 \text{ cm}$ . Ou  $L \geq 3g$ .

Le rapport (  $r = \frac{h}{g}$  ) est appelé raideur de l'escalier.

### III.3.3. Les différents types d'escaliers :

On peut pratiquement, à condition naturellement que les dimensions le permettent, adapter un tracé d'escalier à n'importe quelle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers :

- À cartier tournants ;
- À palier intermédiaire ;
- À la Française (limon apparent sur le coté) ;
- À l'anglaise (marche en débord sur le limon).

La **figure III.7.a** donne quelques exemples des systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs des immeubles.

Un escalier extérieur permettant l'accès à un immeuble, s'appelle un perron. On peut en imaginer des formes et des dispositions très variées, la **figure III.7.b** donne quelques exemples :

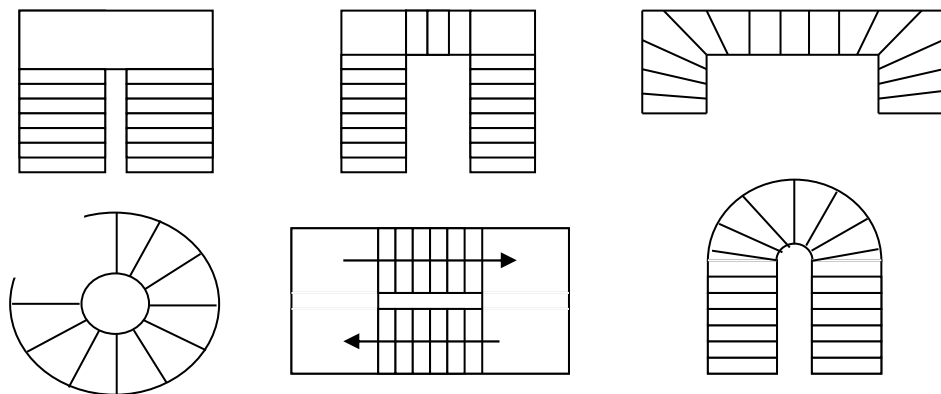


Fig III.7.a

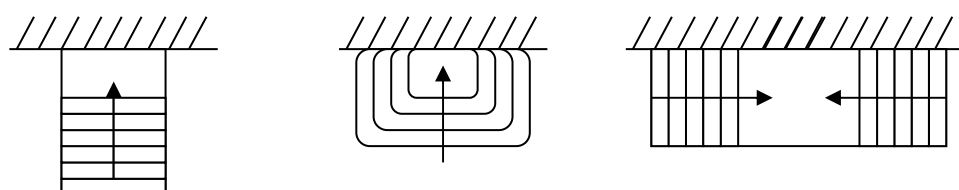


Fig III.7.b

Figure III.7 : Différents types d'escaliers

Notre ouvrage comporte deux cages d'escaliers identiques : chaque escalier est à trois volées avec deux paliers de repos.

### III.3.4. Escalier d'étage courant :

#### III.3.4.1. Pré-dimensionnement :

- **Marches et contre marches :**

En tenant compte des dimensions données sur le plan, les escaliers sont pré-dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** :

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm}.$$

La limite inférieure (59 cm) correspond à des escaliers courants d'appartements et la limite supérieure (66 cm) à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y a nécessité.

Pour dimensionner, on prend en compte ce qui suit :

Pour un bâtiment à usage d'habitation collective ou publique, on peut retenir les dimensions suivantes :

$$15\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}.$$

$$29\text{cm} \leq g \leq 34\text{cm}.$$

La ligne de foulée ( $L'$ ) représente la trajectoire que suit une personne qui monte l'escalier, elle est tracée à 50 cm du collet.

- **Application :**

Dans notre cas  $H=3.06\text{ m}$ .

Soient :  $h = 17\text{ cm}$ .

$$g = 30\text{ cm}.$$

On aura donc :  $n = \frac{3.06}{0.17} = 18$  hauteurs.

Comme les étages comportent 3 volées, on optera pour la répartition suivante :

- la 1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> volées seront identiques et auront 7 contre marches et donc 6 marches.
- La 2<sup>ème</sup> volée (volée intermédiaire) aura 4 contre marches et donc 3 marches.

- **Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64\text{cm}.$$

On remarque bien que  $59\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$ .  La condition est vérifiée.

### III.3.4.2. Etude de la première volée :

- Schéma statique :

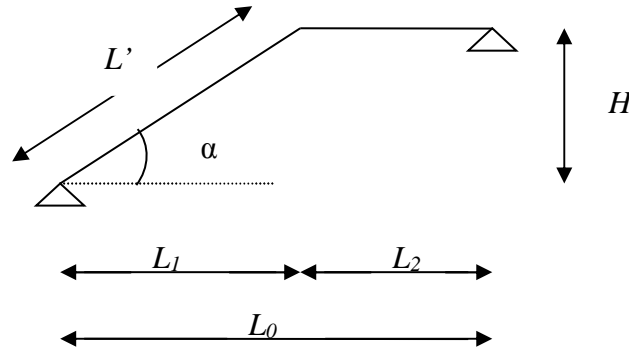


Figure III.8 : Schéma statique de la première volée d'étage

#### 1) Epaisseur de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de la paillasse et du palier ( $e_p$ ) est donnée par la relation :  $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

Avec :

$L$  : longueur réelle de la paillasse et du palier :  $L = L' + L_2$ .

#### Calcul de $L'$ :

Soient :

$H$  : hauteur de la volée :  $H = n \times h = 7 \times 0.17 = 1.19m$ .

$L_1$  : longueur de la paillasse projetée :  $L_1 = (n-1) g = (7-1) \times 0.30 = 1.80 m$ .

$L_2$  : longueur (profondeur) du palier :  $L_2 = L_0 - L_1 = 3.10 - 1.80 = 1.30m$ .

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{1.19}{1.80} = 0.6611 \Rightarrow \alpha \approx 33.47^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0.834$$

$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{1.80}{0.834} = 215.78cm.$$

$$\Rightarrow L = 215.78 + 130 = 345.78cm$$

$$\text{D'où : } \frac{345.78}{30} \leq e_p \leq \frac{345.78}{20} \Rightarrow 11.53cm \leq e_p \leq 17.29cm.$$

On opte alors pour une épaisseur :  $e_p = 15cm$ .

**N.B** : On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

## 2) Détermination des charges et surcharges :

## a. Charges permanentes :

• Poids des revêtements :

ELEMENTS	POIDS (KN/M <sup>2</sup> )
- Revêtement de carrelage (2 cm)	$22 \times 0.02 = 0.44$
- Mortier de pose (2 cm)	$22 \times 0.02 = 0.44$
- Couche de sable (2 cm)	$18 \times 0.02 = 0.36$
- Enduit de ciment (1.5 cm)	$22 \times 0.015 = 0.33$
- Poids propre du garde corps	0.2
<b>Charge totale</b>	<b><math>G_r = 1.77</math></b>

Tableau III.3 : Poids des revêtements

• Le palier :

ELEMENTS	POIDS (KN/M <sup>2</sup> )
- Poids propre de la dalle pleine en BA	$25 \times 0.15 = 3.75$
- Poids des revêtements	1.77
<b>Charge totale</b>	<b><math>G_l = 5.52</math></b>

Tableau III.4 : Charge totale du palier

• La volée :

ELEMENTS	POIDS (KN/M <sup>2</sup> )
- Poids propre de la pailleasse	$\frac{25 \times 0.15}{\cos \alpha} = 4.49$
- Poids des marches	$\frac{25 \times 0.17}{2} = 2.125$
- Poids des revêtements	1.77
<b>Charge totale</b>	<b><math>G_2 = 8.39</math></b>

Tableau III.5 : Charge totale de la volée

**b. Surcharge d'exploitation :**

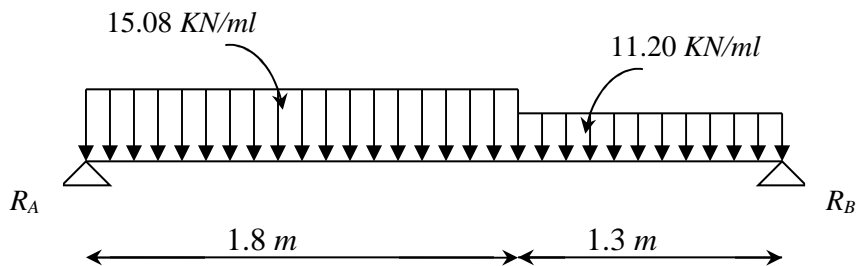
$$Q = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

**c. Combinaison de charges à l'ELU :**

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

**Plier :**  $q_u = (1.35 \times 5.52 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 11.20 \text{ KN / ml.}$

**Volée :**  $q_u = (1.35 \times 8.39 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 15.08 \text{ KN / ml.}$

**3) Calculs à l'ELU :****1. Calcul des efforts internes :**

**Figure III.9: Schéma statique de calcul de la 1<sup>ère</sup> volée à l'ELU**

**a. Réactions d'appuis :**

D'après les formules de la RDM :

$$\sum F = 0 ; \quad R_A + R_B = 41.70 \text{ KN.}$$

$$\sum M /_A = 0 ; \quad R_B = 19.38 \text{ KN.}$$

$$\sum M /_B = 0 ; \quad R_A = 22.32 \text{ KN.}$$

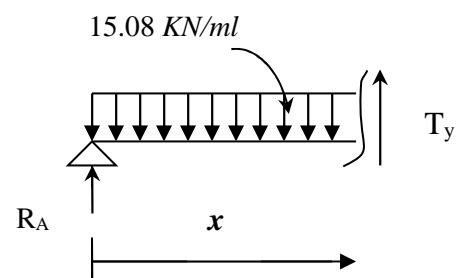
**b. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissants :****✓ Efforts tranchants :**

➤ **1<sup>er</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 1.8m$

$$\sum F = 0 ; \quad T_y = 15.08x - 22.32.$$

$$x = 0 \Rightarrow T_y(0) = -22.32 \text{ KN}$$

$$x = 1.8m \Rightarrow T_y(1.8) = 4.82 \text{ KN}$$



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

$$\sum F = 0 ; \quad T_y = 19.38 - 11.2x$$

$$x = 0 \Rightarrow \quad T_y(0) = 19.38KN$$

$$x = 1.3m \Rightarrow \quad T_y(1.3) = 4.82KN$$

✓ **Moments fléchissants :**

➤ **1<sup>er</sup> tronçon** :  $0 \leq x \leq 1.8m$

$$\sum M/G = 0 ; \quad M_z = 22.32x - 15.08 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow \quad M(0) = 0$$

$$x = 1.8m \Rightarrow \quad M(1.8) = 15.74KN.m$$

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

$$\sum M/G = 0 ; \quad M_z = 19.38x - 11.20 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow \quad M(0) = 0$$

$$x = 1.3m \Rightarrow \quad M(1.3) = 15.73KN.m$$

✓ **Moment maximum :**

$$T_y = 0 \Rightarrow M_z = \max$$

$$T_y = 0 \Rightarrow x = 1.48m$$

$$M_z(1.48) = 22.32 \times 1.48 - 15.08 \times \frac{(1.48)^2}{2}$$

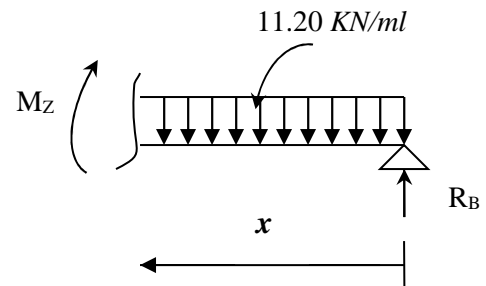
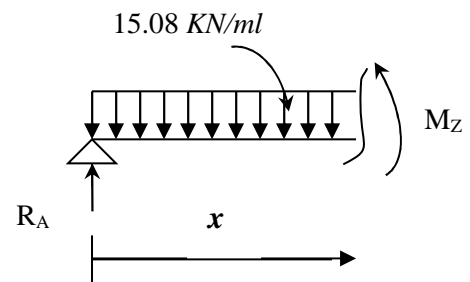
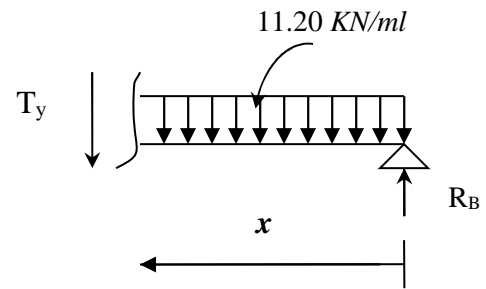
$$M_{\max} = 17.18KN.m$$

**Remarque :**

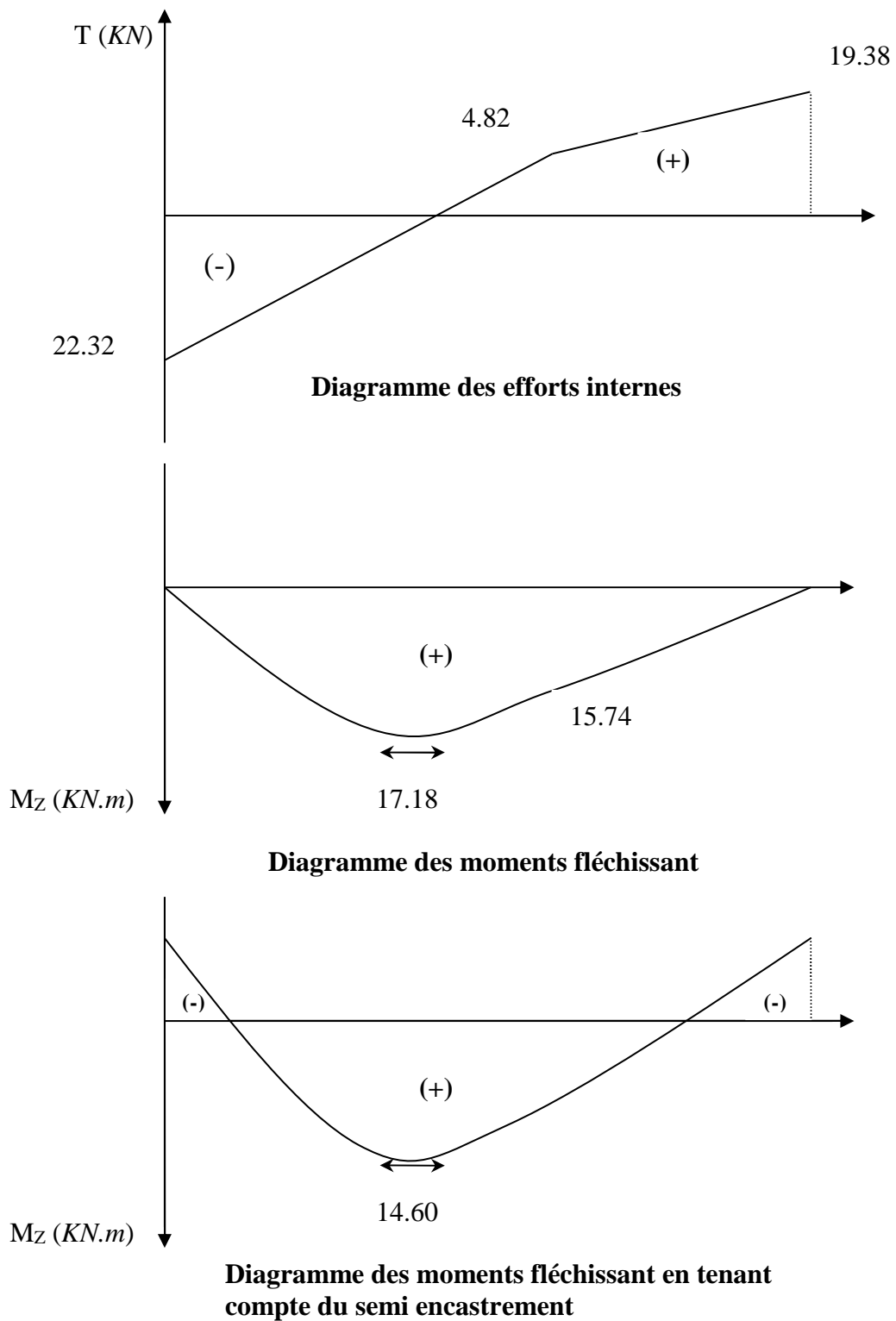
Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{\max}$  au niveau des appuis et en travée.

$$M_u^{ap} = (0.3)M_{\max} = (-0.3) \times (17.18) = -5.15KN.m$$

$$M_u^t = (0.85)M_{\max} = (0.85) \times (17.18) = 14.60KN.m$$



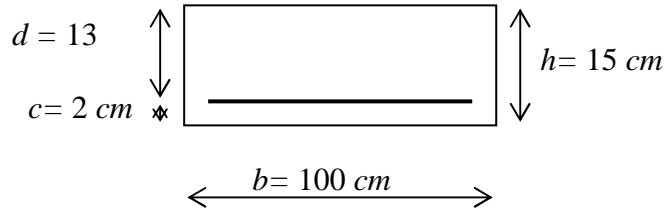
**c. Diagrammes des efforts internes :**



**Figure III.10 : Diagrammes des efforts internes de la 1<sup>ère</sup> volée à l'ELU**

**2. Ferrailage :**

$b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 15 \text{ cm}$  ;  $c = 2 \text{ cm}$  ;  $d = 13 \text{ cm}$ .



Le calcul s'effectuera pour une bande de 1 m d'embranchement et une bande de 1 m de projection horizontale de la volée, tout en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

- **Moment réduit  $\mu_b$  :**

$$\mu_b = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}. \quad \text{Avec :}$$

$M$  : moment supporté par la section.

$f_{bu}$  : Contrainte limite de compression dans le béton.

$b$  et  $d$  : dimensions de la section.

- **Section d'armatures :**

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} ; \quad \text{Avec :}$$

$\sigma_{st}$  : Contrainte limite de l'acier.

**a) Calcul des armatures principales :**

❖ **Aux appuis :**

$$M_u^{ap} = 5.15 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^{ap}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.15 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times (14.2)} = 0.022 < \mu_l = 0.392. \quad \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0.022 \Rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_a = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.15 \times 10^3}{0.989 \times 13 \times 348} = 1.15 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_a = 4 \text{ HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2$  ; Avec un espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

❖ **En travée :**

$$M_u^t = 14.60 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14.60 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times (14.2)} = 0.062 < \mu_l = 0.392. \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0.062 \Rightarrow \beta = 0.968$$

$$A_t = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14.60 \times 10^3}{0.968 \times 13 \times 348} = 3.33 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 5 \text{ HA } 10 = 3.92 \text{ cm}^2$  ; Avec un espacement :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

**b) Calcul des armatures de répartition :**❖ **Aux appuis :**

$$A_r^a = \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r^a = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$  ; Avec un espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

❖ **En travée :**

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

Soit :  $A_r^t = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$  ; Avec un espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**3. Vérifications à l'ELU :****a. Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 modifié 99)**

$$A_s \geq A_{\min}$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 5 \text{ HA } 10 = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \\ A_a = 4 \text{ HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b. Répartition des barres:**✓ **Armatures principales:**

$$S_t < \min (4h; 33) = \min (45; 33) = 33 \text{ cm.}$$

$$S_t = \{20; 25\} < 33 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$S_t < \min (4h; 45) = \min (60; 45) = 45 \text{ cm.}$$

$$S_t = \{25; 25\} < 45 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**c. Vérification de l'entraînement des barres : (Art A.6.1, 3/BAEL 91 modifié 99)**

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \psi_s = 1.5 \text{ (HA)}$$

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

$$V_u^{\max} = 19.38 \text{ KN (Effort tranchant max)}$$

$\sum U_i$  : désignant la somme des périmètres utiles des barres ou des paquets

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{19.38 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 125.6} = 1.32 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.32 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**d. Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1,1/BAEL 91 modifié 99)**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \text{ (Art A.5.1,21/BAEL 91 modifié 99)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.15}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{19.38 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.150 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.150 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**e. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

- **Influence sur le béton : (Art A.5.1,313/ BAEL 91 modifié 99)**

$$\frac{2\bar{V}_u}{b.a} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow \bar{V}_u = \frac{0.4 \cdot f_{c28} \cdot a \cdot b}{\gamma_b} ; \text{ Avec : } a = 0.9 d ;$$

$$\bar{V}_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 0.13 \times 1}{1.15} = 1017.39 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 19.38 \text{ KN} < \bar{V}_u = 1017.39 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**f. Ancrage des barres aux appuis :**

La longueur de scellement droit :  $L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s}$

Avec :  $\tau_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

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

Les armatures comportent des crochets, donc :  $L_s = 0.4 \times 35.27 = 14.11 \text{ cm}$

Soit :  $L_s = 15 \text{ cm}$

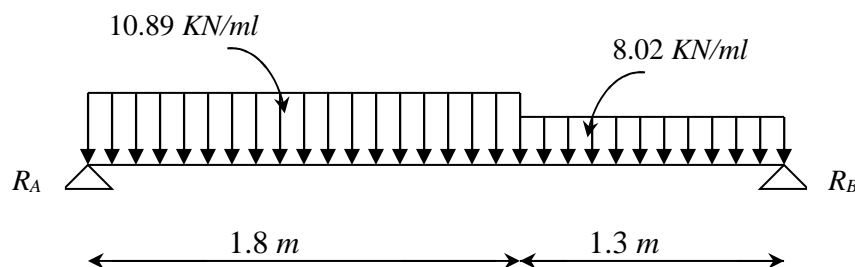
**4) Calcul à l'ELS :**

- **Combinaison de charges à l'ELS :**

$$q_s = G + Q$$

**Palier :**  $q_s = (5.52 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 8.02 \text{ KN / ml.}$

**Volée :**  $q_s = (8.39 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 10.89 \text{ KN / ml.}$



**Figure III.11: Schéma statique de calcul de la 1<sup>ère</sup> volée à l'ELS**

### 1. Calcul des efforts internes :

#### a. Réactions d'appuis :

D'après les formules de la RDM :

$$\sum F = 0 ; \quad R_A + R_B = 30.03 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 ; \quad R_B = 13.93 \text{ KN.}$$

$$\sum M/B = 0 ; \quad R_A = 16.10 \text{ KN.}$$

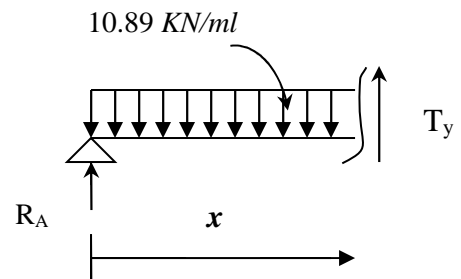
#### b. Calcul des efforts internes :

##### ➤ 1<sup>er</sup> tronçon : $0 \leq x \leq 1.8m$

$$\sum F = 0 ; \quad T_y = 10.89x - 16.10.$$

$$x = 0 \Rightarrow T_y(0) = -16.10 \text{ KN}$$

$$x = 1.8m \Rightarrow T_y(1.8) = 3.50 \text{ KN}$$

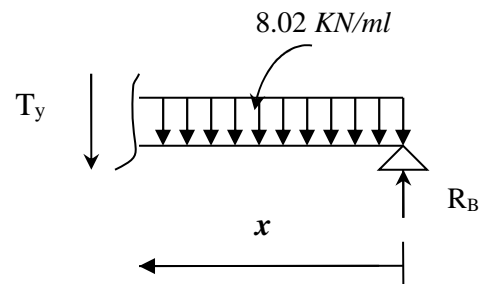


##### ➤ 2<sup>ème</sup> tronçon : $0 \leq x \leq 1.3m$

$$\sum F = 0 ; \quad T_y = 13.93 - 8.02x$$

$$x = 0 \Rightarrow T_y(0) = 13.93 \text{ KN}$$

$$x = 1.3m \Rightarrow T_y(1.3) = 3.50 \text{ KN}$$



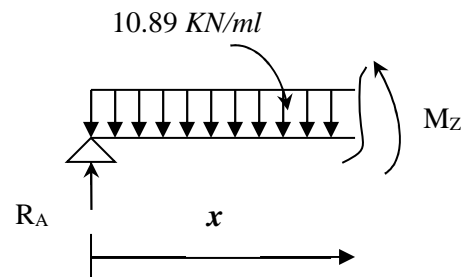
#### c. Calcul des moments fléchissants :

##### ➤ 1<sup>er</sup> tronçon : $0 \leq x \leq 1.8m$

$$\sum M/G = 0 ; \quad M_z = 16.10x - 10.89 \frac{x^2}{2}$$

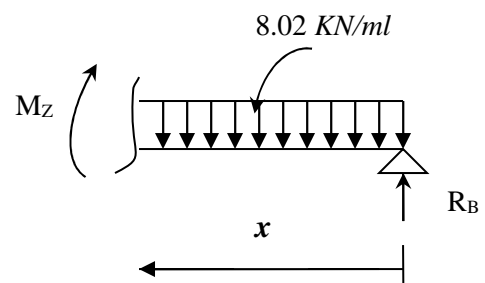
$$x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$$

$$x = 1.8m \Rightarrow M(1.8) = 11.34 \text{ KN.m}$$



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

$$\sum M/G = 0 ; \quad M_z = 13.93x - 8.02 \frac{x^2}{2}$$



$$x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$$

$$x = 1.3m \Rightarrow M(1.3) = 11.34KN.m$$

✓ **Moment maximum :**

$$T_y = 0 \Rightarrow M_z = \max$$

$$T_y = 0 \Rightarrow x = 1.48m$$

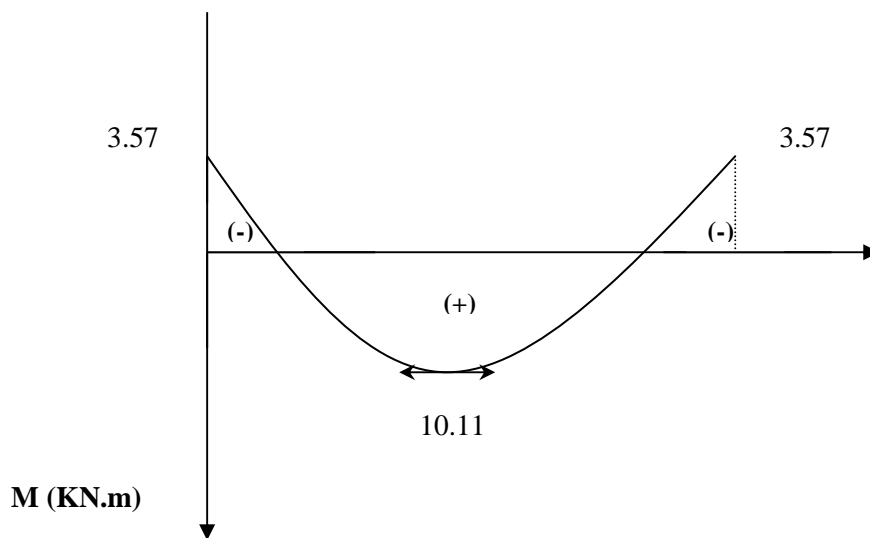
$$M_{\max} = 11.90KN.m$$

**Remarque :**

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{\max}$  au niveau des appuis et en travée.

$$M_u^{ap} = (0.3)M_{\max} = (-0.3) \times (11.90) = -3.57KN.m$$

$$M_u^t = (0.85)M_{\max} = (0.85) \times (11.90) = 10.11KN.m$$



**Figure III.11 : Diagramme des moments corrigé de la 1<sup>ère</sup> volée à l'ELS**

## 2. vérifications à l'ELS :

### a. contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k}$$

### Détermination de $k$ :

$$\rho = \frac{100 \times A_a^{\max}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 13} = 0.302$$

$$\rho = 0.302 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.9136 \\ k = 42 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{10.11 \times 10^3}{0.914 \times 13 \times 3.93} = 216.50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{216.50}{42} = 5.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### b. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{320} = 0.047 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} ; \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :  $q_s = 10.89 \text{ KN/ml}$ .

$E_v$  : Module de déformation différé.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$I$  : moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité.

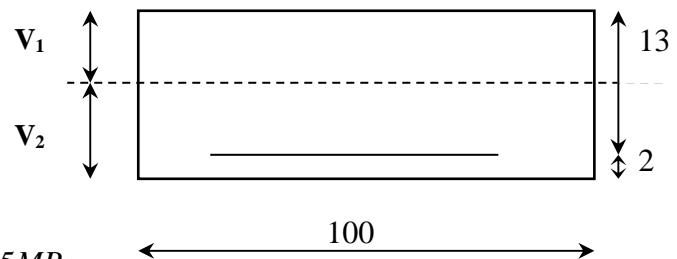
$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

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

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times (15)^2}{2} + (15 \times 3.93 \times 13) = 12016.35 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : surface de la section homogène.



$$B_0 = b \times h + 15 \times A_f = (100 \times 15) + (15 \times 3.93) = 1558.95 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{12016.35}{1558.95} = 7.7 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.7 = 7.3 \text{ cm.}$$

Donc, le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{100}{3} \times ((7.7)^3 + (7.3)^3) + 15 \times 3.93 \times (7.3 - 2)^2$$

$$I = 29840.905 \text{ cm}^4.$$

D'où :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10.89 \times (3200)^4}{10818.86 \times 29840.905 \times 10^4} = 4.60 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{3200}{500} = 6.40 \text{ mm}$$

$$f = 4.60 \text{ mm} \leq \bar{f} = 6.40 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### III.4.4.3. Etude de la volée intermédiaire :

#### 1) Epaisseur de la paillasse et du palier :

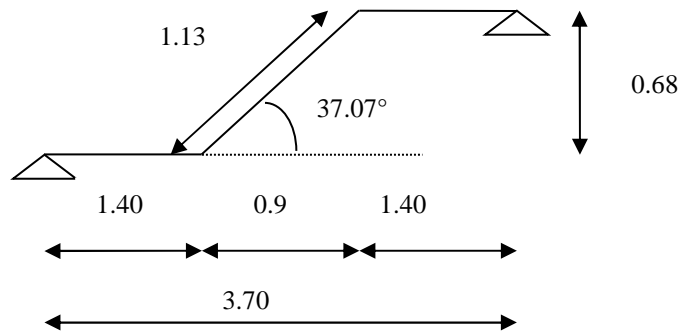


Figure III.12 : Schéma statique de la 2<sup>ème</sup> volée d'étage courant

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} ; \quad \text{Avec :}$$

$L$  : longueur réelle de la paillasse et du palier :

$$L = L' + L_1 + L_2$$

**Calcul de  $L'$  :**

$$h = 17 \text{ cm}, \quad g = 30 \text{ cm},$$

$H$  : la hauteur de la volée :  $H = n \times h = 4 \times 0.17 = 0.68m$

$l$  : longueur de la paillasse projetée :  $l = (n - 1)g = (4 - 1) \times 0.30 = 0.90m$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{l} = \frac{0.68}{0.90} = 0.755 \implies \alpha = 37.073^\circ \implies \cos \alpha = 0.798$$

$l'$  : longueur réelle de la paillasse :  $l' = \frac{l}{\cos \alpha} = \frac{0.90}{0.798} = 1.13m$

$L_{tot} = L_1 + L_2 + l = 4.00m$  (entre nus d'appuis)

$$L_1 = L_2 = \frac{3.70 - 0.90}{2} = 1.40m$$

$$\implies L = (2 \times 1.40) + 1.13 = 3.93m$$

$$\text{D'où : } \frac{393}{30} \leq e_p \leq \frac{393}{20} \Rightarrow 13.10cm \leq e_p \leq 19.65cm.$$

On opte alors pour une épaisseur :  $e_p = 18cm$ .

## 2) Détermination des charges et surcharges :

### a. Charges permanentes :

#### • Le palier :

ELEMENTS	POIDS (KN/M <sup>2</sup> )
- Poids propre de la dalle pleine en BA	$25 \times 0.18 = 4.50$
- Poids des revêtements	1.77
<b>Charge totale</b>	<b><math>G_1 = 6.27</math></b>

Tableau III.6 : Charge totale du palier

#### • La volée :

ELEMENTS	POIDS (KN/M <sup>2</sup> )
- Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times 0.18}{0.798} = 5.63$
- Poids des marches	$\frac{25 \times 0.17}{2} = 2.125$
- Poids des revêtements	1.77
<b>Charge totale</b>	<b><math>G_2 = 9.52</math></b>

Tableau III.7 : Charge totale de la volée intermédiaire

## b. Surcharge d'exploitation :

$$Q = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

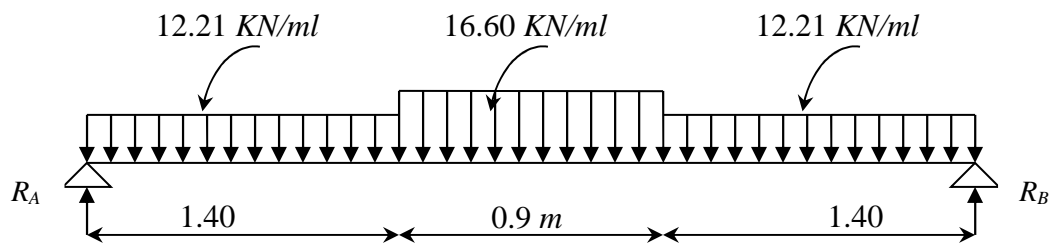
## c. Combinaison de charges à l'ELU :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\text{Palier : } q_u = (1.35 \times 6.27 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 12.21 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{Volée : } q_u = (1.35 \times 9.52 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 16.60 \text{ KN / ml.}$$

## 3) Calcul des efforts internes à l'ELU :

Figure III.13 : Schéma statique de calcul de la 2<sup>ème</sup> volée à l'ELU

## a. Réactions d'appuis :

D'après les formules de la RDM :

$$\sum F = 0 ; \quad R_A + R_B = 49.12 \text{ KN.}$$

$$R_B = R_A = 24.56 \text{ KN.}$$

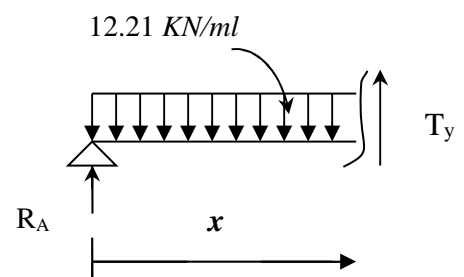
## b. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissants :

## ✓ Efforts tranchants :

➤ **1<sup>er</sup> tronçon** :  $0 \leq x \leq 1.40m$

$$\sum F = 0 ; \quad T_y = 12.21x - 24.56.$$

$$x = 0 \Rightarrow T_y(0) = -24.56 \text{ KN}$$



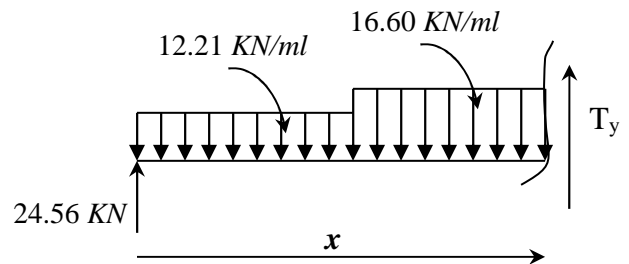
$$x = 1.40m \Rightarrow T_y(1.40) = -7.46KN$$

➤ **2<sup>ème</sup> tronçon** :  $1.40m \leq x \leq 1.85m$

$$\sum F = 0 ; \quad T_y = 16.60x - 30.71$$

$$x = 1.40m \Rightarrow T_y(1.40) = -7.46KN$$

$$x = 1.85m \Rightarrow T_y(1.85) = 0$$



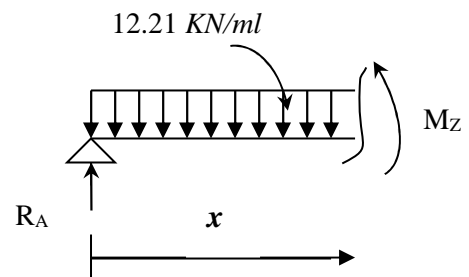
✓ **Moments fléchissants :**

➤ **1<sup>er</sup> tronçon** :  $0 \leq x \leq 1.40m$

$$\sum M/G = 0 ; \quad M_z = 24.59x - 12.21 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$$

$$x = 1.40m \Rightarrow M(1.40) = 22.46KN.m$$

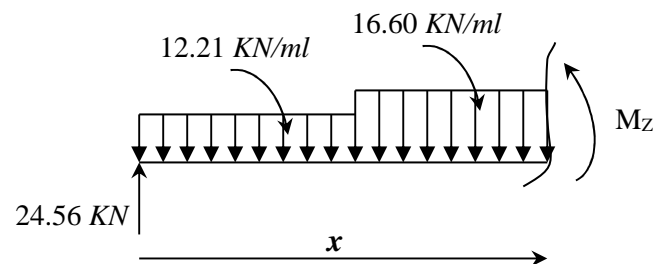


➤ **2<sup>ème</sup> tronçon** :  $1.40m \leq x \leq 1.85m$

$$\sum M/G = 0 ; \quad M_z = -8.30x^2 + 30.71x - 4.31$$

$$x = 1.40m \Rightarrow M(1.40) = 22.416KN.m$$

$$x = 1.85m \Rightarrow M(1.85) = 24.09KN.m$$



✓ **Moment maximum :**

Le moment maximum est à :  $x = 1.85m$ .

$$M_{\max} = M(1.85) = 24.09KN.m$$

**Remarque :**

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{\max}$  au niveau des appuis et en travée.

$$M_u^{ap} = (0.3)M_{\max} = (-0.3) \times (24.09) = -7.22KN.m$$

$$M_u^t = (0.85)M_{\max} = (0.85) \times (24.09) = 20.47KN.m$$

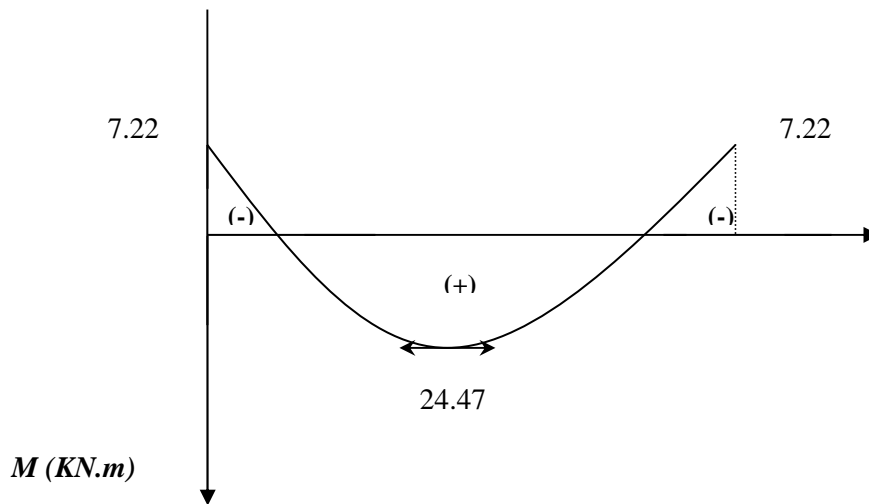
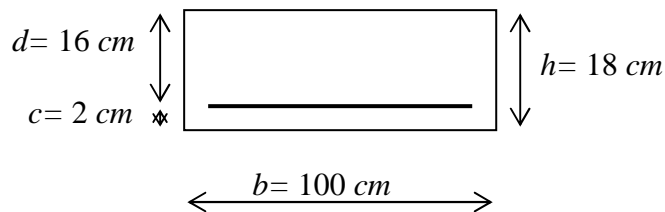


Figure III.14 : Diagramme des moments corrigé de la 2<sup>ème</sup> volée à l'ELU

#### 4) Ferrailage :

$$b = 100 \text{ cm}; \quad h = 18 \text{ cm}; \quad c = 2 \text{ cm}; \quad d = 18 \text{ cm}.$$



#### a) Calcul des armatures principales :

##### ❖ Aux appuis :

$$M_u^{ap} = 11.14 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^{ap}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.22 \times 10^3}{100 \times (16)^2 \times (14.2)} = 0.020 < \mu_l = 0.392. \implies \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0.020 \implies \beta = 0.990$$

$$A_a = \frac{M}{bd\sigma_{st}} = \frac{7.22 \times 10^3}{0.990 \times 16 \times 348} = 1.30 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_a = 4 \text{ HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2$  ; Avec un espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

##### ❖ En travée :

$$M_u^t = 24.47 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^{ap}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{24.47 \times 10^3}{100 \times (16)^2 \times (14.2)} = 0.068 < \mu_l = 0.392. \implies \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0.068 \implies \beta = 0.965$$

$$A_t = \frac{M}{bd\sigma_{st}} = \frac{24.47 \times 10^3}{0.965 \times 16 \times 348} = 4.55 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 5 \text{ HA } 12 = 5.65 \text{ cm}^2$  ; Avec un espacement :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

### b) Calcul des armatures de répartition :

#### ❖ Aux appuis :

$$A_r^a = \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r^a = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$  ; Avec un espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

#### ❖ En travée :

$$A_r^t = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r^t = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$  ; Avec un espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

### 5) Vérifications à l'ELU :

#### a. Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 modifié 99)

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} ; \quad A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 16 \times \frac{2.1}{400} = 1.932 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 5 \text{ HA } 12 = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.93 \text{ cm}^2 \\ A_a = 4 \text{ HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.93 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

#### b. Répartition des barres:

##### ✓ Armatures principales:

$$S_t < \min(4h; 33) = \min(54; 33) = 33 \text{ cm.}$$

$$S_t = \{20 \text{ cm}; 25 \text{ cm}\} < 33 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

##### ✓ Armatures de répartition :

$$S_t < \min (4h; 45) = \min (72; 45) = 45 \text{ cm.}$$

$$S_t = \{25 \text{ cm}; 25 \text{ cm}\} < 45 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**c. Vérification de l'entraînement des barres : (Art A.6.1,3/BAEL 91 modifié 99)**

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \psi_s = 1.5 \text{ (HA)}$$

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

$$V_u^{\max} = 24.56 \text{ KN (Effort tranchant max)}$$

$\sum U_i$  : désignant la somme des périmètres utiles des barres ou des paquets

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{24.56 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 125.6} = 1.35 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.35 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**d. Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1,1/BAEL 91 modifié 99)**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \text{ (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.15}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{24.56 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0.153 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.153 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**e. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

- **Influence sur le béton : (Art A.5.1,313/BAEL 91 modifié 99)**

$$\bar{V}_u = \frac{0.4 \cdot f_{c28} \cdot a \cdot b}{\gamma_b} ; \quad \text{ Avec : } a = 0.9 d ;$$

$$\bar{V}_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 0.16 \times 1}{1.5} = 960 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 24.56 \text{ KN} < \bar{V}_u = 960 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### f. Ancrage des barres aux appuis :

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s}$$

$$\text{Avec : } \tau_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Les armatures comportent des crochets, donc : } L_s = 0.4 \times 35.27 = 14.11 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } L_s = 15 \text{ cm}$$

### 6) Calcul des efforts internes à l'ELS :

#### • Combinaison de charges à l'ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$\text{Palier : } q_s = (6.27 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 8.74 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Volée : } q_s = (9.52 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 12.02 \text{ KN/ml.}$$

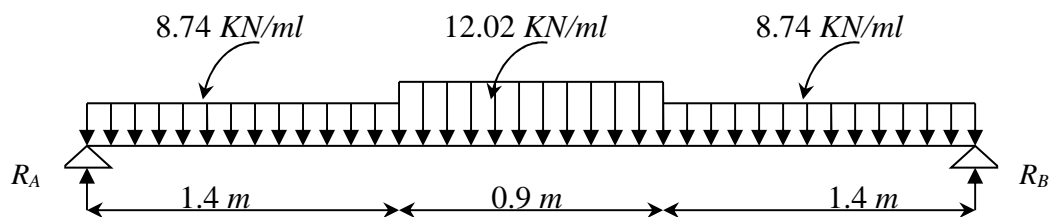


Figure III.15 : Schéma statique de calcul de la 2<sup>ème</sup> volée à l'ELS

#### a. Réaction d'appuis :

$$R_A + R_B = 35.29 \text{ KN.}$$

$$R_A = R_B = 17.645 \text{ KN.}$$

#### b. La valeur du moment maximum :

$$\text{Le moment max est à : } x = 1.85 \text{ m}$$

$$M(1.85) = M_{\max} = 17.35 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement :

$$M_a = (-0.3) \times (17.35) = -5.20 \text{ KN.m}$$

$$M_s = (0.85) \times (17.35) = 14.74 \text{ KN.m}$$

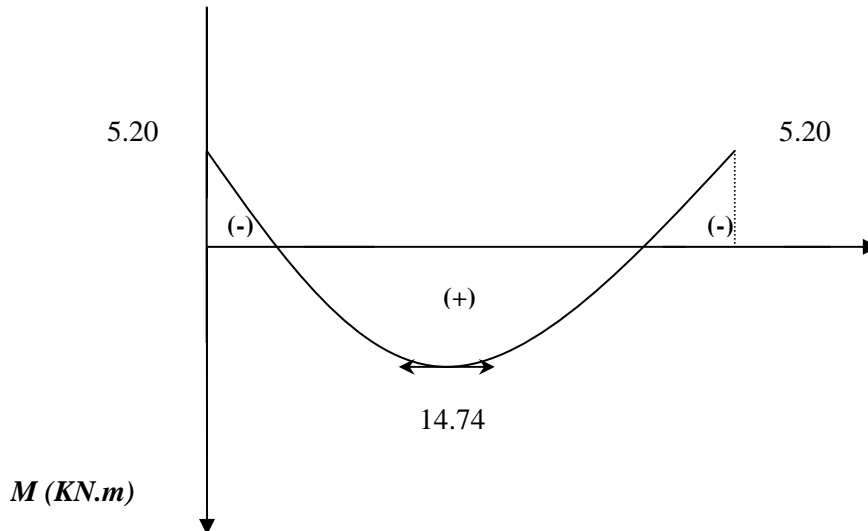


Figure III.16 : Diagramme des moments corrigé de la 2<sup>ème</sup> volée à l'ELS

### 7) Vérifications à l'ELS :

#### a. Contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k}$$

#### Détermination de $k$ :

$$\rho = \frac{100 \times A_a^{\max}}{b \times d} = \frac{100 \times 5.20}{100 \times 16} = 0.324$$

$$\rho = 0.324 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.911 \\ k = 41.18 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{14.74 \times 10^3}{0.911 \times 16 \times 5.65} = 178.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{178.98}{41.18} = 4.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.34MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**c. Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} = \frac{18}{370} = 0.048 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

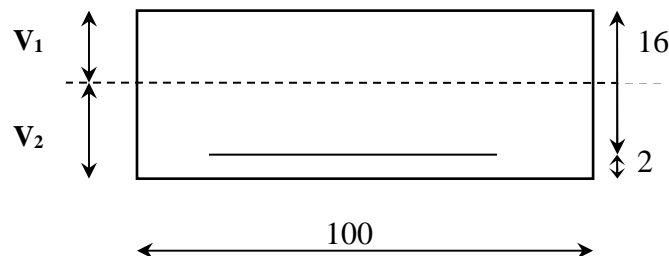
$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} ; \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :  $q_s = 12.02KN/ml$ .

$E_v$  : Module de déformation différé.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86MPa ; f_{c28} = 25MPa$$

$I$  : moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité.



$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

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

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times (18)^2}{2} + (15 \times 5.65 \times 15) = 17471.25cm^3$$

$B_0$  : surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 18) + (15 \times 5.65) = 1884.75cm^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{17471.25}{1884.25} = 9.26cm$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.26 = 8.74 \text{ cm.}$$

Donc, le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{100}{3} \times \left( (9.26)^3 + (8.74)^3 \right) + 15 \times 5.65 \times (8.74 - 2)^2$$

$$I = 50625.80 \text{ cm}^4.$$

D'où :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12.02 \times (3700)^4}{10818.86 \times 50625.80 \times 10^4} = 5.35 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{3700}{500} = 7.4 \text{ mm}$$

$$f = 5.35 \text{ mm} < \bar{f} = 7.4 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### III.4. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière brisée se calcule comme une poutre semi encastrée dans deux poteaux ; sa portée est :  $L = 3.70 \text{ m}$ .

#### 1) Pré-dimensionnement :

- **Hauteur :**

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{370}{15} \leq h_t \leq \frac{370}{10} \Rightarrow 30.8 \text{ cm} \leq h_t \leq 37 \text{ cm}$$

Soit :  $h_t = 35 \text{ cm}$ .

- **Largeur :**

$$0.4 \times h_t \leq b \leq 0.7 \times h_t \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

Soit :  $b = 30 \text{ cm}$ .

- **Vérification des conditions du RPA (Art 7.5.1.5. RPA 99/Version 2003) :**

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}. \\ h_t = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}. \\ \frac{h_t}{b} = 1.16 < 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

Donc, la poutre palière a pour dimension :  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

#### 2) Détermination des charges et surcharges :

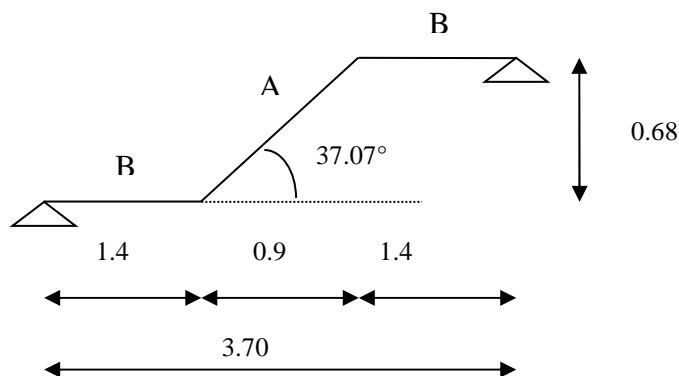


Figure III.17 : Schéma statique de la poutre palière d'étage courant

$$T_u = R_B = 19.38 \text{ KN. (ELU)}$$

$$T_u = R_A = 13.93 \text{ KN. (ELS)}$$

- **Poids propre de la poutre :**

$$\text{Zone A : } G_{pA} = \frac{0.35}{\cos(37.07^\circ)} \times 0.3 \times 25 = 3.29 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Zone B : } G_{pA} = 0.35 \times 0.3 \times 25 = 2.62 \text{ KN/ml}$$

- **Poids du mur de façade :**

$$G_{mf} = 2.36 \times 1.47 = 3.47 \text{ KN/ml}$$

- **Poids total :**

$$\text{Zone A : } G_A = 3.29 + 3.47 = 6.76 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Zone B : } G_B = 2.62 + 3.47 = 6.09 \text{ KN/ml}$$

### 3) Combinaison de charges :

$$\text{❖ A l'ELU : } q_u = \left( 1.35 \times G_A + 2 \times \frac{T_u}{L} \right)$$

$$\text{Zone A : } q_u = \left( 1.35 \times 6.76 + 2 \times \frac{19.38}{3.7} \right) = 19.60 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Zone B2 : } q_u = \left( 1.35 \times 6.09 + 2 \times \frac{19.38}{3.7} \right) = 18.69 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{❖ A l'ELS : } q_s = G + Q$$

$$\text{Zone A : } q_s = 6.76 + 10.47 = 17.23 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Zone B : } q_s = 6.09 + 10.47 = 16.56 \text{ KN/ml.}$$

### 4) Calcul des efforts internes à l'ELU :

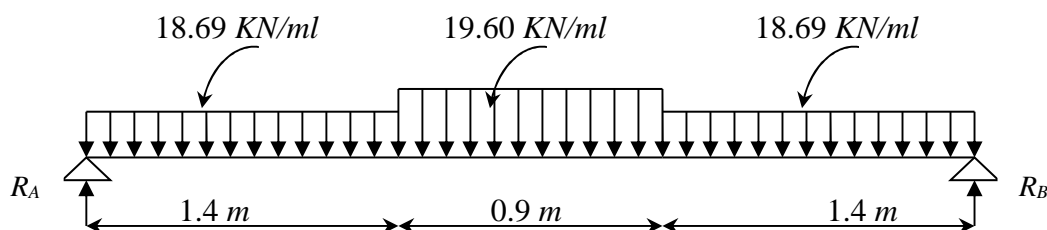


Figure III.18: Schéma statique de calcul de la poutre palière

**a. Réactions d'appuis :**

D'après les formules de la RDM :

$$\sum F = 0 ; \quad R_A + R_B = 69.97 \text{ KN.}$$

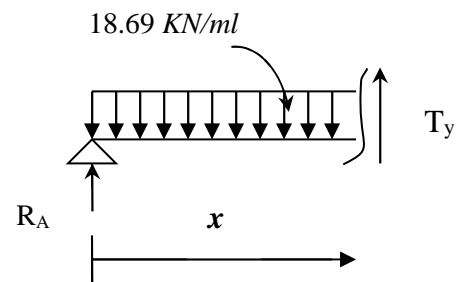
$$R_B = R_A = 34.98 \text{ KN.}$$

**b. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissants :****✓ Efforts tranchants :**➤ **1<sup>er</sup> tronçon** :  $0 \leq x \leq 1.4m$ 

$$\sum F = 0 ; \quad T_y = 18.69x - 34.98.$$

$$x = 0 \Rightarrow T_y(0) = -34.98 \text{ KN}$$

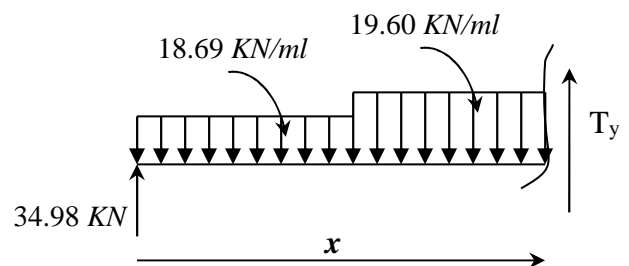
$$x = 1.4m \Rightarrow T_y(1.4) = -8.81 \text{ KN}$$

➤ **2<sup>ème</sup> tronçon** :  $1.4m \leq x \leq 1.85m$ 

$$\sum F = 0 ; \quad T_y = 19.60x - 36.26$$

$$x = 1.4m \Rightarrow T_y(1.4) = -8.82 \text{ KN}$$

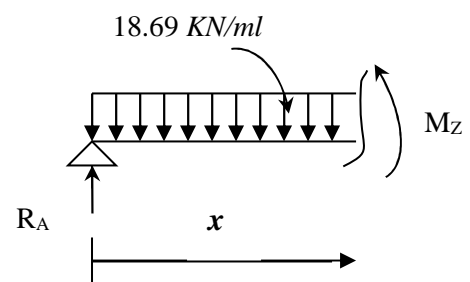
$$x = 1.85m \Rightarrow T_y(1.85) = 0$$

**✓ Moments fléchissants :**➤ **1<sup>er</sup> tronçon** :  $0 \leq x \leq 1.4m$ 

$$\sum M/G = 0 ; \quad M_z = 34.98x - 18.69 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$$

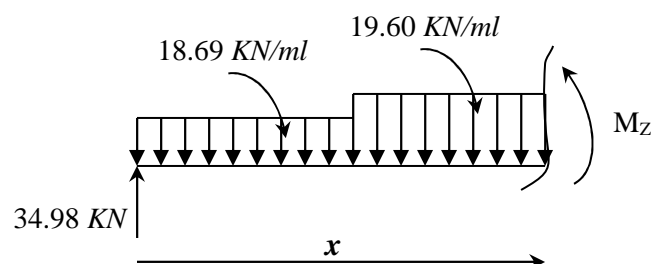
$$x = 1.4m \Rightarrow M(1.4) = 30.65 \text{ KN.m}$$

➤ **2<sup>ème</sup> tronçon** :  $1.4m \leq x \leq 1.85m$ 

$$\sum M/G = 0 ; \quad M_z = -9.80x^2 + 32.05x - 0.87$$

$$x = 1.4m \Rightarrow M(1.4) = 24.79 \text{ KN.m}$$

$$x = 1.85m \Rightarrow M(1.85) = 24.88 \text{ KN.m}$$



✓ **Moment maximum :**

Le moment maximum est à :  $x = 1.85m$ .

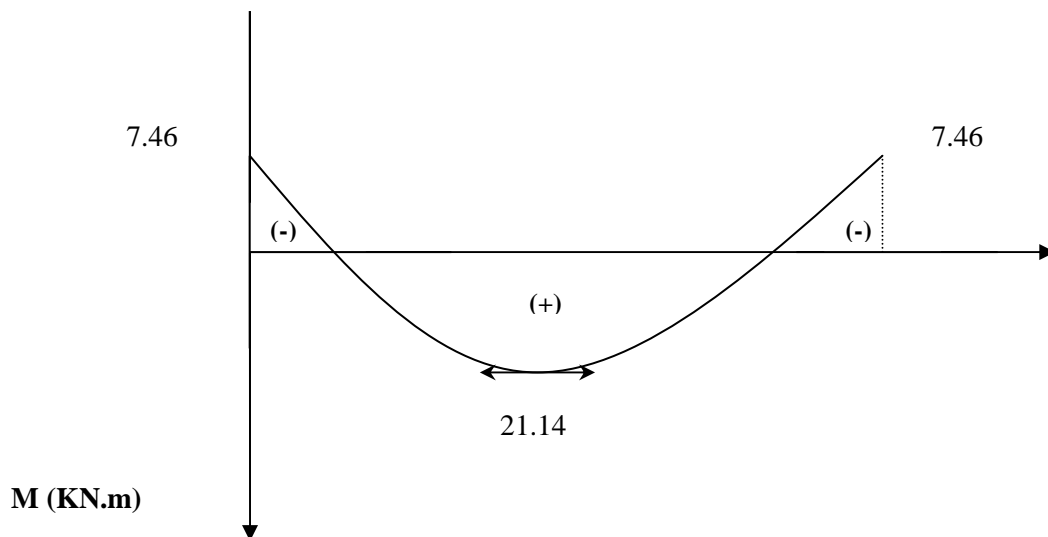
$$M_{\max} = M(1.85) = 24.88 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{\max}$  au niveau des appuis et en travée.

$$M_u^{ap} = (0.3)M_{\max} = (-0.3) \times (24.88) = -7.46 \text{ KN.m}$$

$$M_u^t = (0.85)M_{\max} = (0.85) \times (24.88) = 21.14 \text{ KN.m}$$



**Figure III.19 : Diagramme des moments corrigé de la poutre palière à l'ELU**

**c. Calcul des armatures :**

$$b = 30 \text{ cm}; \quad h = 35 \text{ cm}; \quad c = 2 \text{ cm}; \quad d = 33 \text{ cm}.$$

• **Armatures principales :**

❖ **Aux appuis :**

$$M_u^{ap} = 7.46 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^{ap}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.46 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times (14.2)} = 0.016 < \mu_l = 0.392. \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0.016 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.996$$

$$A_a = \frac{M}{bd\sigma_{st}} = \frac{7.46 \times 10^3}{0.996 \times 33 \times 348} = 0.65 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_a = 3 \text{ HA } 10 = 2.35 \text{ cm}^2$ .

❖ **En travée :**

$$M_u^t = 21.14 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^{ap}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{21.14 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times (14.2)} = 0.046 < \mu_l = 0.392. \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0.046 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.976$$

$$A_t = \frac{M}{bd\sigma_{st}} = \frac{21.14 \times 10^3}{0.976 \times 33 \times 348} = 1.88 \text{ cm}^2$$

Soit:  $A_t = 3 \text{ HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2$ .

**b) Armatures transversales :**

$$\phi_t = \min\left(\frac{h_t}{35}, \phi, \frac{b}{10}\right) = \min(10; 10; 30) = 10 \text{ mm}$$

Soit :  $A_t = 3 \text{ HA } 10 = 2.35 \text{ cm}^2$ .

Avec :  $\phi$  : le plus petit diamètre utilisé.

**c) Espacement des armatures transversales d'après le RPA 99:**

❖ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h_t}{4}; 12\phi\right) = \min(8.75; 9.6) = 8 \text{ cm}$$

❖ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm} ; \text{ Soit : } S_t = 17 \text{ cm}$$

**5) Vérifications à l'ELU :**

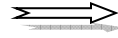
**a. Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 modifié 99)**

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3 \text{ HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3 \text{ HA } 10 = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.19 \text{ cm}^2$$



Condition vérifiée.

**b. Vérification de l'entraînement des barres : (Art A.6.1,3/BAEL 91 modifié 99)**

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{34.98 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times (3 \times 3.14 \times 10)} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

**c. Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1,1/BAEL 91 modifié 99)**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{34.98 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.35 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.35 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

**6) Calcul des efforts internes à l'ELS :**

**a. Réaction d'appuis :**

$$R_A + R_B = 61.88 \text{ KN.}$$

$$R_A = R_B = 30.94 \text{ KN.}$$

**b. La valeur du moment maximum :**

Le moment max est à mi travée : ( $x = 1.85 \text{ m}$ )

$$M(1.85) = M_{\max} = 28.85 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement :

$$M_a = (-0.3) \times (28.85) = -8.65 \text{ KN.m}$$

$$M_a = (0.85) \times (28.85) = 24.52 \text{ KN.m}$$

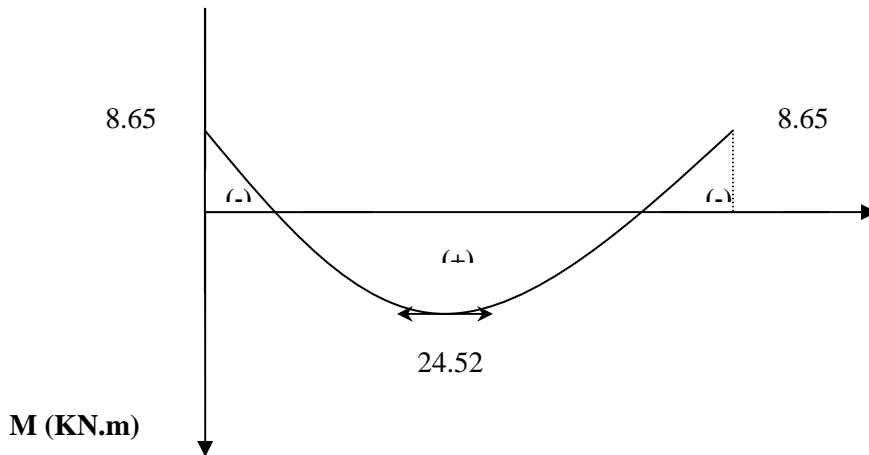


Figure III.20 : Diagramme des moments corrigé de la poutre palière à l'ELS

7) Vérifications à l'ELS :

a. Contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que :

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

$$\rho = \frac{100 \times A_a^{\max}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 33} = 0.342$$

$$\rho = 0.342 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.909 \\ k = 39.95 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{24.52 \times 10^3}{0.909 \times 33 \times 3.39} = 241.12 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{241.12}{39.95} = 6.03 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 6.03 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification de la flèche :

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} = \frac{35}{370} = 0.094 \geq \frac{1}{6} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{OK.}$$

$$\checkmark \quad \frac{A_t}{b.d} = \frac{3.39}{30 \times 35} = 0.0034 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{OK.}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} = 0.094 \geq \frac{M_s^{\max}}{10.M_0} = \frac{24.52}{10 \times 28.85} = 0.0849 \dots\dots\dots \text{OK.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées ; donc, il n'y a pas lieu de calculer la flèche.

### III.5. Calcul des planchers :

#### Introduction :

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, le plancher à corps creux est d'épaisseur (16 + 4) avec une dalle de compression de 4 cm.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.

- Remplissage en corps creux ; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.

- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :

- ✓ Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
- ✓ Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.
- ✓ Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondantes aux cloisons.

#### III.5.1. Ferrailage de la dalle de compression :

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

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

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

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

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

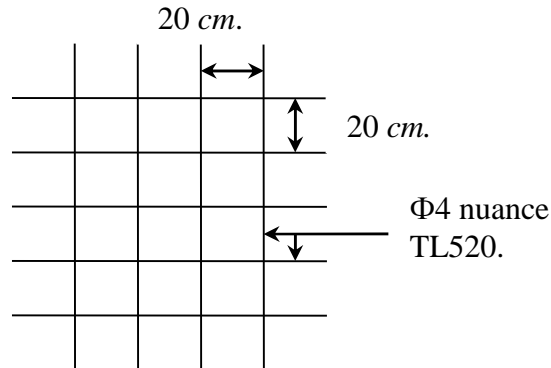
Soit :  $A_{\perp} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2$  ; avec un espacement :  $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{//} = 5T4 = 0.63\text{cm}^2$ ; avec un espacement :  $S_t = 20\text{ cm}$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension  $(4 \times 5 \times 200 \times 200)\text{ mm}^2$ .



**Figure III.21 : Treillis soudés (200×200)**

### III.5.2. Etude de la poutrelle :

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

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

#### III.5.2.1. Avant coulage de la dalle de compression (section rectangulaire) :

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

#### - Poids propre de la poutrelle :

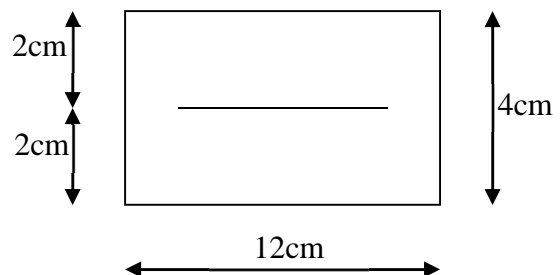
$$G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12\text{ KN / ml.}$$

#### - Poids du corps creux :

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

#### - Poids totale :

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



- **Surcharge de l'ouvrier :**

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

1) **Calcul à l'ELU :**

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

• **Combinaison de charges :**

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

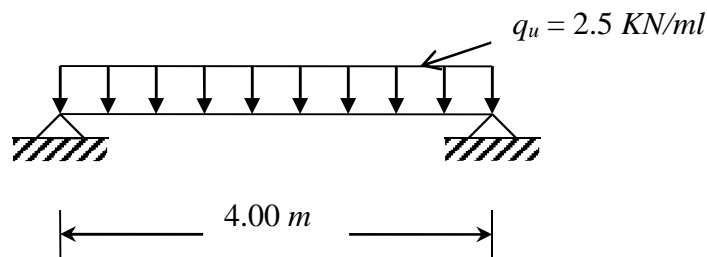


Figure III.22 : Schéma de calcul de la poutrelle

• **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{8} = 2.5 \times \frac{(4.00)^2}{8} = 5.00 \text{ KN.m.}$$

• **Calcul de l'effort tranchant :**

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

2) **Ferraillage :**

$$b = 12 \text{ cm. ; } c = 2 \text{ cm ; } h = 4 \text{ cm ; } d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm. (d : hauteur utile).}$$

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

$$\mu_u = \frac{5 \times 10^6}{(120) \times (20)^2 \times 14.2} = 7.33$$

$$\mu_u = 7.33 > \mu_r = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{La section est doublement armée.}$$

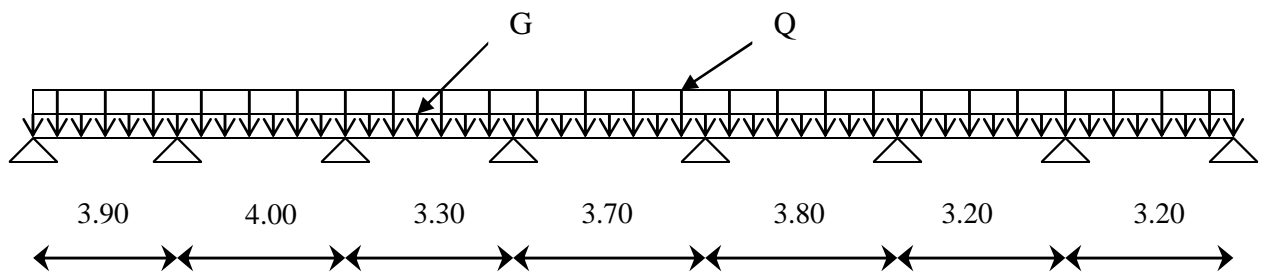
**Conclusion :**

La section de la poutrelle est petite, par conséquent, on ne peut pas placer la totalité des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul. On prévoit alors des **étais** intermédiaires pour la conforter (l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression), de manière à ce que les armatures comprimées ne lui soient pas utiles (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

**III.5.2.2. Après coulage de la dalle de compression :**

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

- Charge permanente :  $G = 5.56 \times 0.65 = 3.614 \text{ KN / ml}$ .
- Surcharge d'exploitation :  $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN / ml}$ .



**Figure III.23: Schéma de chargement de la poutrelle**

- **Dimensionnement de la poutrelle :**

$h$  : hauteur de la poutrelle (**16+4**)

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

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

$$b_l \leq \min \left\{ \frac{l}{10}; \frac{l_0}{2}; 8h_0 \right\}$$

$L_0$  : distance entre axe des poutrelles.

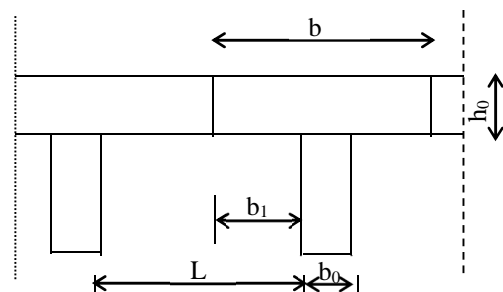
$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$L$  : portée libre entre nus.

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

D'où :

$$b_l \leq \min \{26,5 ; 32 ; 32\}$$



**Figure III.24 : Dimensions de la poutrelle**

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

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

- **Charges :**

- Charge permanente :  $G = 5.56 \times 0.65 = 3.614 \text{ KN/ml}$ .

- Surcharge d'exploitation :  $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN/ml}$ .

- **Combinaison d'actions :**

$$ELU : q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.35 \text{ KN/ml}$$

$$ELS : q_s = G + Q = 4.59 \text{ KN/ml}$$

❖ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

**H1 :** La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou  $5 \text{ KN/m}^2$  :

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

$$Q = 1.5 \text{ KN} < \max \{2G = 11.12 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**H2 :** Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées  $\Rightarrow$  Condition vérifiée

**H3 :** Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

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

$$\frac{390}{400} = 0.975 ; \frac{400}{330} = 1.21 ; \frac{360}{310} = 1.16 ; \frac{330}{370} = 0.89 \quad \frac{360}{400} = 0.9 ; \frac{370}{380} = 0.97 \Rightarrow \text{Condition}$$

vérifiée

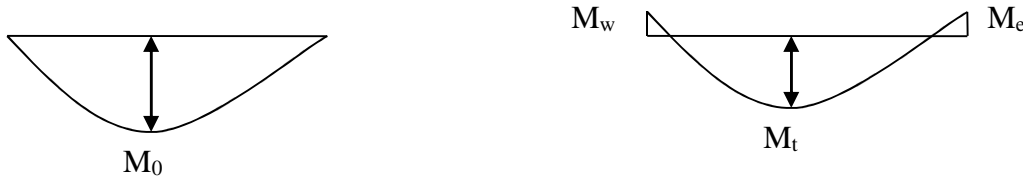
**H4 :** La fissuration est considérée comme non préjudiciable  $\Rightarrow$  Condition vérifiée

**Conclusion :**

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

**III.2.3.Principe de la méthode:**

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



**Figure III.9 : Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)**

**III.2.4.Exposé de la méthode :**

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

- $M_0$  : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis

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

Avec  $L$  : longueur de la travée (entre axes d'appuis)  
 $q$  : charge uniformément répartie

- $M_w$  et  $M_e$  sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement
  - $M_t$  : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée
- Les valeurs de  $M_e$ ,  $M_w$  et  $M_t$  doivent vérifier les conditions suivantes :

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

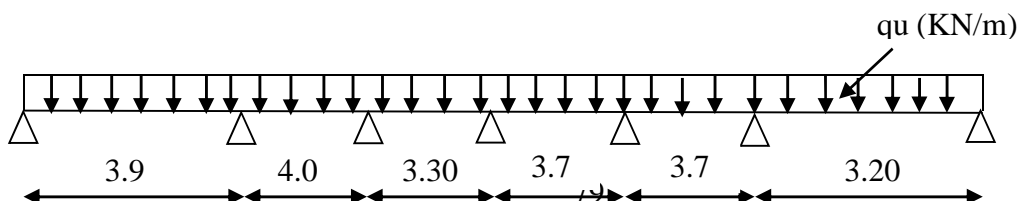
$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

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

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

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

Dans notre cas nous avons une poutre sur 08 appuis, comme présentée dans le diagramme suivant :



**Figure III.10 : Schéma statique**

**III.2.5. Calcul des coefficients :**

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

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.56} = 0.212 \quad \left(0 < \alpha < \frac{2}{3}\right)$$

On aura après calcul :  $\alpha = 0.212$

$$1 + 0.3 \alpha = 1.063$$

$$\frac{1 + 0.3 \alpha}{2} = 0.531$$

$$\frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} = 0.632$$

**III.2.6. Calcul des moments en travée :**

- travée de rive :

$$- M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2}\right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.632 M_0$$

$$- M_t + \frac{0.3 M_0 + 0.5 M_0}{2} \geq 1.148 M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.748 M_0$$

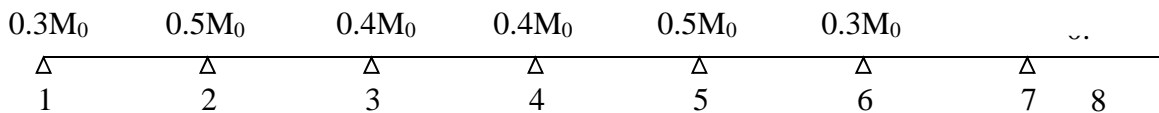
On prend  $M_t = 0.75 M_0$

- Travée intermédiaire :

$$- M_t + \frac{0.5 M_0 + 0.4 M_0}{2} \geq 1.148 M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.698 M_0$$

$$- M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3 \alpha}{2}\right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.574 M_0$$

On prend  $M_t = 0.70 M_0$

**III.2.7. Calcul des Moments isostatiques:**

**Figure III.11 : moments sur appuis**

$$M_{012} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 6.35 \times (3.9)^2 / 8 = 10.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{023} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 6.35 \times (4)^2 / 8 = 12.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{034} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 6.35 \times (3.3)^2 / 8 = 8.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{045} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 6.35 \times (3.7)^2 / 8 = 10.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{056} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 6.35 \times (3.8)^2 / 8 = 11.46 \text{ KN.m}$$

**III.2.8. Calcul de Moments sur appuis:**

$$M_1 = 0.3 M_{012} = 3.08 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.5 \max (M_{012}, M_{023}) = 6.35 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.4 \max (M_{023}, M_{034}) = 5.08 \text{ KN.m}$$

$$M_4=0.4 \max (M_{034}, M_{045}) = 4.34 \text{ KN.m}$$

$$M_5=0.5 \max (M_{045}, M_{056}) = 5.73 \text{ KN.m}$$

$$M_6 =0. 3M_{012} = 3.44\text{KN.m}$$

**III.2.9. Calcul des efforts tranchants :**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2}$$

$$T_e = T_w + q_u L$$

Avec  $T_w$ ,  $T_e$  respectivement les efforts tranchants à gauche et a droite de l'appuis.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
$M_w(\text{KN.m})$	3.08	6.35	5.08	4.34	5.73
$M_e(\text{KN.m})$	6.35	5.08	4.34	5.73	3.44
$T_w(\text{KN})$	-13.22	-12.38	-10.25	-12.12	-11.55
$T_e(\text{KN})$	11.54	13.02	10.70	11.37	12.58
$M_t(\text{KN.m})$	6.21	7.78	4.58	6.50	7.59

**III.2.10. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :**

**a) diagramme des moments**

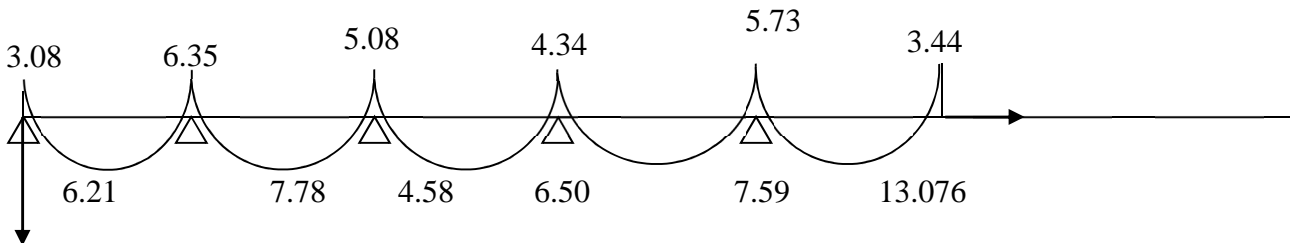


Figure III.12

**b) diagramme des efforts tranchants :**

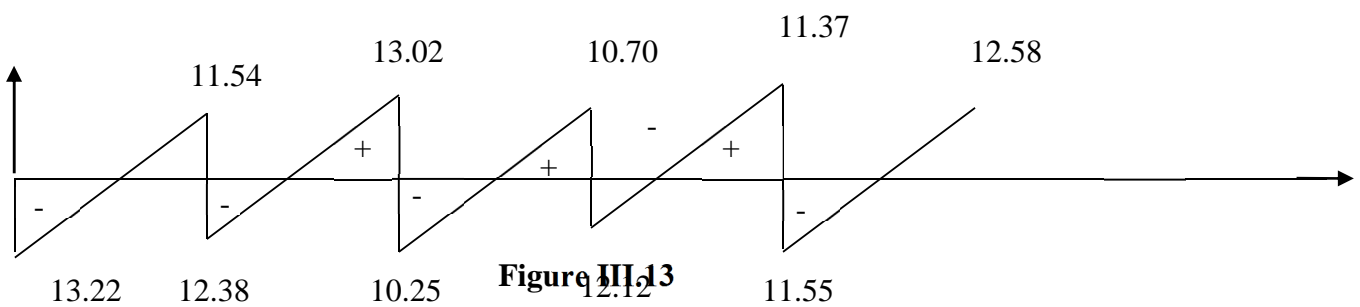


Figure III.13

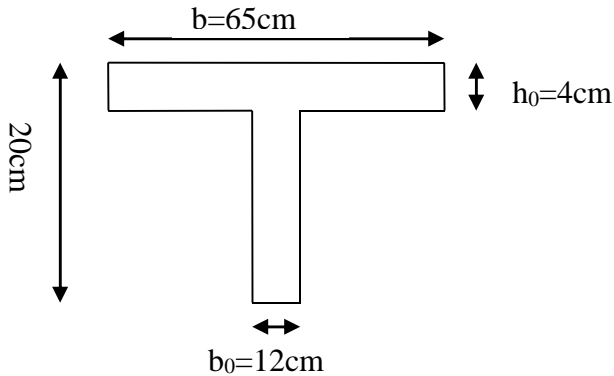
**III.2.11. Ferrailage à l'ELU**

Les moments maximaux aux appuis et entravés sont :

$$M_t^{\max} = 7.78 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 6.35 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{\max} = 13.22 + 13.02 = 26.24 \text{ KN}$$



**Figure III.14 : Section de la poutre en T**

**a) Armature en travée :**

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_t = b h_0 \times \sigma_{bc} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0.040 \times 0.65 \times 14.2 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t = 59.072 \text{ KN.m} > M_t^{\max} = 7.78 \text{ KN.m} \rightarrow$  l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire ( $b \times h$ )

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{7.78 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.026 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.026 \rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{7.78 \times 10^3}{0.987 \times 18 \times 348} = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1.26 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

**b) Armatures aux appuis :**

Puisque le béton tendu est négligé donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ )

$$M_a^{\max} = 6.35 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{6.35 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.116 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.116 \rightarrow \beta = 0.938$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{6.35 \times 10^3}{0.936 \times 18 \times 348} = 1.08 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.08 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

**c) Calcul des armatures transversales :**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\max}\right) \quad (\text{Art 7.2.21/BAEL91})$$

$$\min\left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 12\right) = 5.71 \text{ mm} = 0.571 \text{ cm}$$

$$\phi \leq 0.571 \text{ cm} \quad \text{On prend } \phi = 6 \text{ mm}$$

$$\text{On adopte: } 2\phi 8 \rightarrow A_t = 1.00 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de  $\phi 8$

**Espacement des armatures transversales :**

$$St \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(16.2, 40) = 16.2 \text{ cm}$$

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

**III.2.12. Vérification à l'ELU :****a) Vérification au cisaillement:**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{t28}, 5 \text{ MPa}) \quad \ll \text{Fissuration peu nuisible} \gg$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{26.24 \times 10^3}{120 \times 180} = 1.21 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \frac{2.1}{40} = 0.26 \text{ cm}^2$$

**En travée :**

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Aux appuis :**

$$A_a = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**c) Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art. A.6.13/BAEL91)**

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{26.24 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3 \times 3.14 \times 12} = 1.43 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 1.43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**d) Influence de l'effort tranchant sur le béton :** (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que :  $V_u^{\max} \leq 0.4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  avec  $a = 0.9d$

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times 10^3 \times 25 = 129.6 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} \leq 129.6 \text{ KN}$$

Appuis de rive :

$$V_{\max} = 13.22 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Appuis intermédiaires :

$$V_{\max} = 26.24 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

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

- **Appuis de rive :**

$$A_a = 2.26 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left( 13.22 - \frac{6.35}{0.9 \times 0.18} \right) = \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (13.22 - 39.19)$$

$$A_a = 2.26 \geq -0.007 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Appuis intermédiaires :**

$$A_a = 2.26 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left( 26.24 - \frac{7.78}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.62 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.26 \geq -0.62 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**f) Calcul des scellements droit :** (BAEL91/ Art. A6.1.23 )

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec :} \quad \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

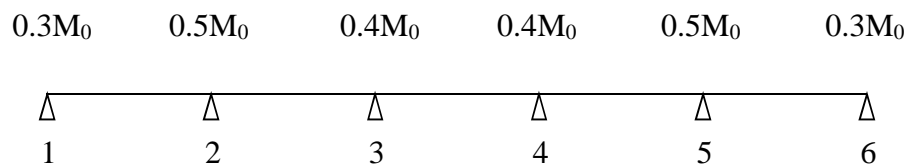
$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où} \quad l_s = \frac{400}{4 \times 2.835} \phi = 35.27 \phi$$

Soit un crochet de  $0.4l_s = 14.108\phi$ .

**IV. Calcul de la poutrelle à l'ELS:****IV.1. calcul des moments isostatiques :**

$$q_s = 4.59 \text{ KN/ml}$$

**Figure III.15 : moments sur appuis.**

$$M_{012} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 4.59 \times (3.90)^2 / 8 = 8.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{023} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 4.59 \times (4.00)^2 / 8 = 9.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{034} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 4.59 \times (3.30)^2 / 8 = 6.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{045} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 4.59 \times (3.70)^2 / 8 = 7.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{056} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 4.59 \times (3.80)^2 / 8 = 8.28 \text{ KN.m}$$

**IV.2. Calcul de Moments sur appuis:**

$$M_1 = 0.3 M_{012} = 2.616 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.5 \max (M_{012}, M_{023}) = 4.59 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.4 \max (M_{023}, M_{034}) = 3.672 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0.4 \max (M_{034}, M_{045}) = 3.14 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0.5 \max (M_{045}, M_{056}) = 4.14 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 0.3 \max (M_{056}) = 2.484 \text{ KN.m}$$

**IV.3. calcul des efforts tranchants :**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_s L}{2}$$

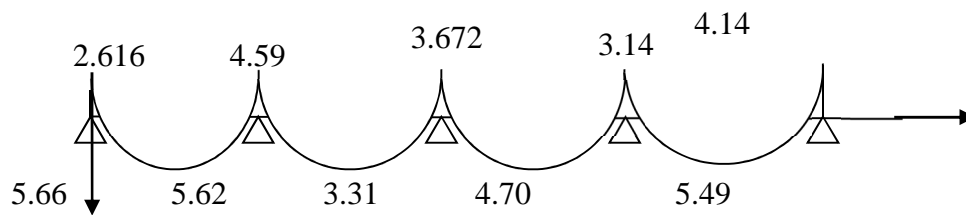
$$T_e = T_w + q_s L$$

Avec  $T_w$ ,  $T_e$  respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
$M_w(\text{KN.m})$	2.616	4.59	3.672	3.14	4.14
$M_e(\text{KN.m})$	4.59	3.672	3.14	4.14	2.484
$T_w(\text{KN})$	-9.456	-8.950	-7.412	-8.761	-8.285
$T_e(\text{KN})$	8.445	9.41	7.735	8.222	9.157
$M_t(\text{KN.m})$	5.66	5.62	3.31	4.70	5.49

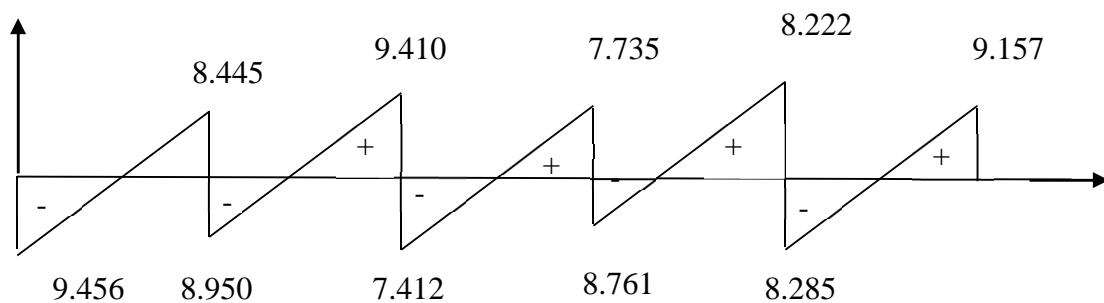
**IV.4. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :**

**a) diagramme des moments**



**Figure III.16**

**b) diagramme des efforts tranchants :**



**Figure III.17**

**IV.5. Vérifications à L'ELS :**

**IV.5.1. Etat limite de la compression du béton :**

- en travée :

$$M_t^{\max} = 5.66 \text{KN.m}$$

**-contrainte dans les aciers :**

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 3.39}{18 \times 12} = 1.57$$

$$\rho_1 = 1.56 \rightarrow \beta_1 = 0.837 \rightarrow K = 0.064$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{5.66 \times 10^3}{0.837 \times 18 \times 3.39} = 110.82 \text{MPa} < \bar{\sigma} = 348 \text{MPa}$$

- **Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration est peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

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

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0.05 \times 110.82 = 5.541\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

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

• **aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 4.59\text{KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0d} = \frac{100 \times 2.26}{18 \times 12} = 1.046$$

$$\rho_1 = 1.046 \rightarrow \beta_1 = 0.858 \rightarrow K = 0.049$$

- **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{4.59 \times 10^3}{0.858 \times 18 \times 2.26} = 131.505\text{MPa} < 348\text{MPa}$$

- **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0.049 \times 131.505 = 6.44\text{MPa} < 15\text{MPa}$$

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

**Conclusion :** La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

**IV.5.2. Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

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

**IV.5.3. Etat limite de déformation : (BAEL91. AB68.4.24)**

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{3.6}{F_e}$$

avec :

h : hauteur totale de la section .

L : portée libre maximale .

M<sub>t</sub> : moment maximum de flexion .

b<sub>0</sub> : largeur de nervure

$$1- \frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

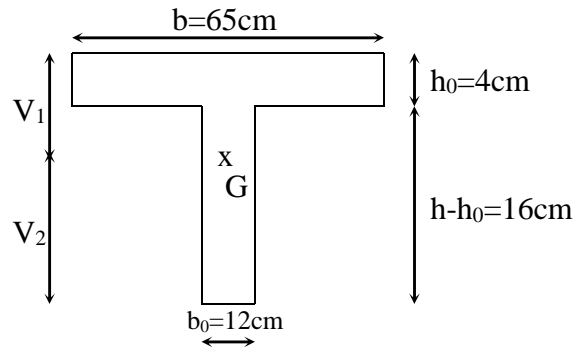
$$2- \frac{h}{L} = 0.05 > \frac{5.66}{15 \times 13.12} = 0.028 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0d} = \frac{3.39}{18 \times 12} = 0.01157 > \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots\dots\dots\text{condition non vérifiée}$$

La troisième condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.

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

$$f_v = \frac{M_t^{\text{ser}} L^2}{10 E_v I_{fv}}$$



Aire de la section homogénéisée :

Figure III.18

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 3.39 = 502.85 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 = 3739.3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.43 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.43 = 12.56 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.43^3 + 12.56^3) + (65 - 12) \times 4 \left[ \frac{4^2}{12} + (7.43 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 3.39 (12.56 - 2)^2$$

$$I_0 = 205375 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.016$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.016 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 1.02$$

$$\mu = \max(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0) = \max(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0157 \times 179.82 + 2.1}; 0) = 0.325$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 205375}{1 + 1.02 \times 0.325} = 16966.8 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{9.184 \times (4.00)^2 10^7}{10 \times 10818.87 \times 16966.8} = 0.79 < \frac{L}{500} = 0.8 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ La flèche est vérifiée.}$$

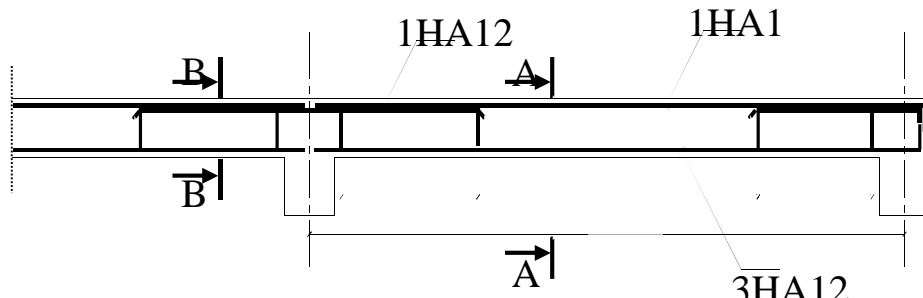


Figure III.19: Ferrailage de la poutrelle

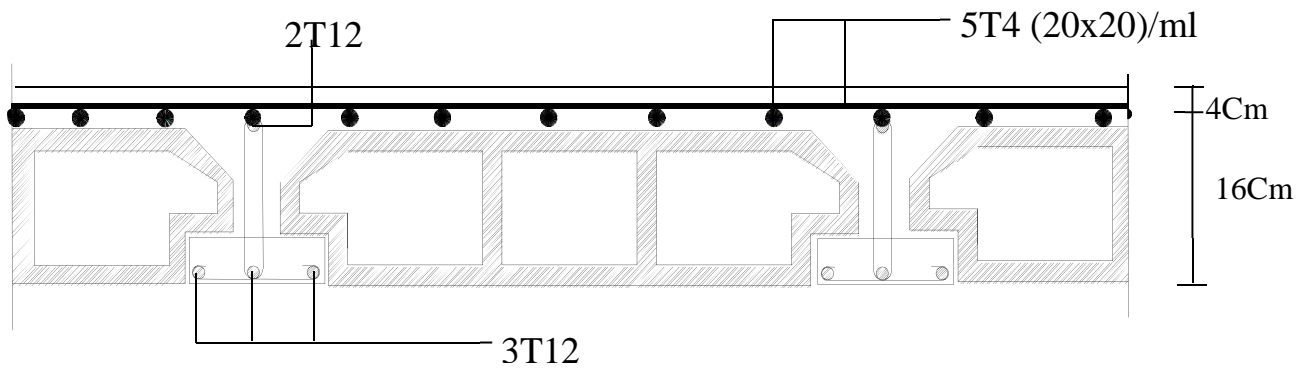
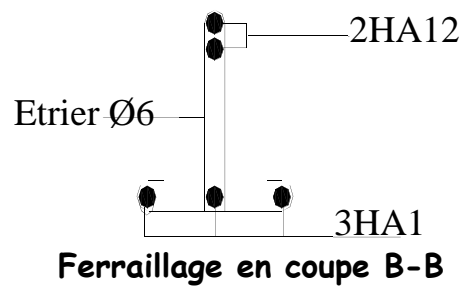
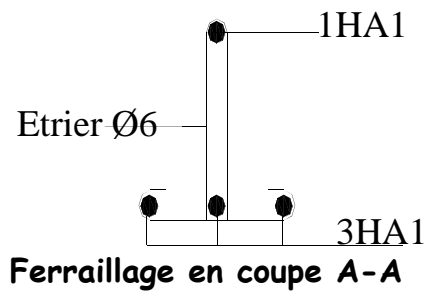


Figure III.21 : Plan de ferrailage du plancher

### III.6. Calcul de la salle machine :

#### Introduction :

Notre immeuble est constitué de deux cages d'ascenseurs de caractéristiques identiques, de surface  $(2.00 \times 2.00) m^2$ , de vitesse d'entraînement  $V = (1 m/s)$ , pouvant charger 8 personnes de  $6.3 KN$ , la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 10 tonnes.

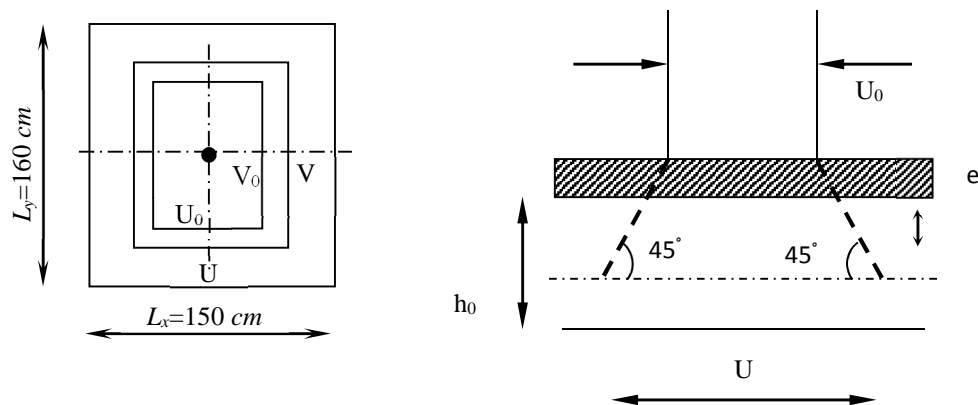


Figure III.30 : Diffusion de la charge dans le feuillet

#### III.6.1. 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  $e_p = 15 \text{ cm}$ .

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD, qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

$$\text{On a: } U = u_0 + k \cdot e + h_0$$

$$V = v_0 + k \cdot e + h_0$$

Avec :

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

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

$u_0 = v_0 = 80 \text{ cm}$  (Côté du rectangle dans lequel  $q$  est concentrée)

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

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

### III.6.2. Evaluation des moments $M_x$ et $M_y$ dus au système de levage :

$$M_x = q.(M_1 + v.M_2)$$

$$M_y = q.(M_2 + v.M_1)$$

Avec :  $v$ : 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.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.50}{1.60} = 0.937 > 0.4 \quad \Rightarrow \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.05}{1.50} = 0.70 \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1.05}{1.60} = 0.65$$

Après interpolation :  $M_1 = 0.071$  et  $M_2 = 0.061$

- **Combinaison de charges :**

**A L'ELU :**  $v = 0$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 100 + 1,5 \times 0 = 135 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = qM_1 = 135 \times 0.071 = 9.60 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = qM_2 = 135 \times 0.061 = 8.24 \text{ KN.m}$$

### III.6.3. Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle pleine :

$$\rho = 0.937 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.8450 \end{cases}$$

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

**Poids de la dalle :**  $(G = 25 \times 0.15 + 20 + 0.05) \times 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$

$$q_u = 1.35.G + 1.5.Q = (1.35 \times 4.75) + (1.5 \times 1) = 7.91 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0.0428 \times 7.91 \times (1.5)^2 = 0.761 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.8450 \times 0.761 = 0.643 \text{ KN.m}$$

#### III.6.4. Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.60 + 0.761 = 10.36 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.24 + 0.643 = 8.883 \text{ KN.m}$$

#### III.6.5. Ferrailage :

Il se fera à L'ELU pour une bande de 1m.

#### Remarque :

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.

On a :

$$M_a = 0.3M_x ; M_t = 0.85M_x ;$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Zone	Sens	$M_u$ (KN. m)	$\mu_b$	$\beta$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)

<b>Sur appuis</b>	X-X	3.11	0.015	0.9925	0.75	2.01	<b>4HA8</b>	25
	Y-Y	2.66	0.013	0.9935	0.64	2.01	<b>4HA8</b>	25
<b>En travée</b>	X-X	8.80	0.043	0.9785	2.15	3.02	<b>6HA8</b>	17
	Y-Y	7.55	0.037	0.9815	1.84	3.02	<b>6HA8</b>	17

Tableau III.11 : Calcul du ferrailage de la salle machine

**III.6.6. Vérifications :****1) vérification à l'ELU :****a) Condition de non fragilité : (Art B.7, 4 / BAEL91 modifié en 99)**

$$A_x \geq \frac{\rho_0}{2} \left[ 3 - \frac{l_x}{l_y} \right] \times b \times h$$

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

$A_x, A_y$  : 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  $l_x \leq l_y$

- Aux appuis :**

$$A_x \geq \frac{\rho_0}{2} \left[ 3 - \frac{l_y}{l_x} \right] \times b \times h = \frac{0.0008}{2} \left[ 3 - \frac{1.5}{1.6} \right] \times 100 \times 15 = 1.24 \text{ cm}^2$$

$$A_x \geq \frac{\rho_0}{2} \left[ 3 - \frac{l_y}{l_x} \right] \times b \times h \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée**

$$\rho_0 \times h \times b = 0.008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_y \geq \rho_0 \times h \times b \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Diamètre minimal des barres : (Art A.7.21 /BAEL91 modifié 99)**

On doit vérifier que :

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

$$\phi = 8 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentrique ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures  $A_x$  parallèles à  $l_x$  :**

$$S_t < \min (3 h ; 33 \text{ cm})$$

$$\min (3 h ; 33 \text{ cm}) = \min (45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

$$S_t = 25 \text{ cm en appuis et } S_t = 17 \text{ cm en travée.}$$

$$S_t < \min (3 h ; 33 \text{ cm}) \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures  $A_y$  parallèles à  $l_y$  :**

$$\min (4 h ; 45 \text{ cm}) = \min (60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

$$S_t = 25 \text{ cm en appuis et } S_t = 17 \text{ cm en travée}$$

$$S_t < \min (4 h ; 45 \text{ cm}) \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

Avec :

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

$$p_u = 100\text{ KN} \leq \frac{0,045 \times 4,20 \times 0,15 \times 25 \cdot 10^3}{1,5} = 472,5\text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### e) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right\} = \min \{ 3,33\text{MPa}; 5\text{MPa} \} = 3,33\text{MPa}$$

Au milieu de  $u$ , on a :

$$V_u = \frac{P}{2U + V}$$

$$V_u = \frac{100}{(2 \times 1,05) + 105} = 31,75\text{KN}$$

Au milieu de  $v$ , on a :

$$V_v = \frac{P}{3U} = \frac{100}{3 \times 1,05} = 31,75\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{31,75 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,26\text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## 2) vérification à l'ELS :

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

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

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

À l'ELS :

$$q_s = P = 100\text{ KN} \quad ; \quad \nu = 0,2$$

$$M_{x1} = 100 (0,071 + 0,2 \times 0,061) \Rightarrow M_{x1} = 8,32\text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 100 (0,061 + 0,2 \times 0,071) \Rightarrow M_{y1} = 7,52\text{ KN.m}$$

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

$$q_s = G + Q = 4.75 + 0 = 4.75 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0.937 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.8450 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l^2 = 0.0428 \times 4.75 \times (1.5)^2 = 0.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.8450 \times 0.46 = 0.38 \text{ KN.m}$$

**c) Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.32 + 0.46 = 8.78 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.52 + 0.38 = 8.883 \text{ KN.m}$$

**Remarque:**

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0.85) et en appuis par (0.3) pour tenir compte de la continuité des voiles.

**❖ Aux appuis :**

$$M_x = 0.3 M_x = 2.634 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.3 M_y = 2.665 \text{ KN.m}$$

**❖ En travée:**

$$M_x = 0.85 M_x = 7.463 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.85 M_y = 7.550 \text{ KN.m}$$

**d) État limite d'ouvertures des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc pas de vérification à faire.

**e) État limite de compression du béton :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, aucune vérification n'est nécessaire.

- La section est rectangulaire soumise à la flexion simple.
- La nuance des aciers est Fe E400.

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\text{Et } \mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

zone	Sens	$\gamma$	$\mu_b$	$\alpha$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	vérifications
Sur appuis	X-X	1.18	0.00023	0.081	0.34	OK
	Y-Y	0.99	0.0002	0.075	0.245	OK
En travée	X-X	1.18	0.00023	0.081	0.34	OK
	Y-Y	1.00	0.0002	0.075	0.245	OK

**Tableau III. 12 : Conditions de vérification pour le calcul de la flèche**

**III-7 Porte à faux**

**III-7.1. Introduction :**

Le porte à faux est une console encastrée au niveau de la poutre réalisée en dalle pleine.

**III-7.2. Dimensionnement :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

L'épaisseur des portes à faux est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15\text{cm}$$

On prend : e = 20cm

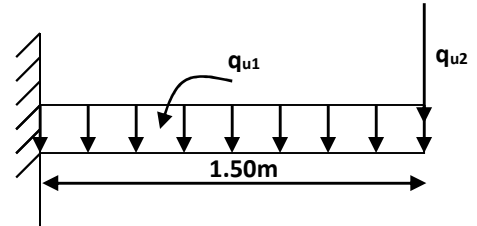


Figure III.25 : Schéma statique de la porte à faux

**III-7.3. Détermination des charges et surcharges :**

**3.1. Charges permanentes :**

- La dalle

$$G = 5.39\text{KN/m}^2$$

- Mur extérieur

Désignation	Épaisseur (m)	$\rho$ (KN / m <sup>3</sup> )	G (KN / m <sup>2</sup> )
Enduit ciment	0.02	18	0.36
Briques creuses	0.10	9	0.90
Lame d'air	0.05	/	0.00
Briques creuses	0.10	9	0.90
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
<b>G Total</b>			<b>2.36</b>

**3.2 Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 3.5\text{KN/m}^2$$

**III-7.4. Calcul à l'ELU :**

Le porte à faux est calculée en flexion simple.

**4.1. Combinaison des charges :  $q_u = 1.35G + 1.5Q$**

$$\text{Dalle : } q_{u1} = [(1.35 \times 5.39) + (1.5 \times 3.5)] \times 1 = 12.53 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Mur extérieur : } q_{u2} = (1.35 \times 2.36 \times 2.86) \times 1 = 9.112 \text{ KN}$$

#### 4.2. Calcul du moment d'encastrement :

La section dangereuse étant au niveau d'encastrement, le moment est égal à :

**Moment provoqué par la charge «  $q_{u1}$  »**

$$M_{q_{u1}} = \frac{q_{u1} l^2}{2} = \frac{12.53 \times 1.50^2}{2} = 14.10 \text{ KN.m}$$

**Moment provoqué par la charge «  $q_{u2}$  »**

$$M_{q_{u2}} = q_{u2} \cdot l = 9.112 \times 1.15 = 10.478 \text{ KN.m}$$

**Le moment total**

$$M_u = M_{q_{u1}} + M_{q_{u2}} = 24.578 \text{ KN.m}$$

#### III-7.5. Calcul des armatures à ELU :

$$M_u = 24.578 \text{ m}; b = 100 \text{ cm} \quad ; d = 14 \text{ cm}$$

- **Armatures principales**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{24.578 \times 10^5}{100 \times 14^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.088$$

$$\mu = 0.088 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.088 \Rightarrow \beta = 0.954$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{24.578 \times 10^5}{0.954 \times 14 \times 348 \times 10^2} = 5.28 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\emptyset 12/\text{ml} \rightarrow 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartition :  $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$**

$$\text{Soit : } 4\emptyset 8/\text{ml} \rightarrow 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

#### III-7.6. Vérification à l'ELU :

##### 6.1. Condition de non fragilité (BAEL 91/Art. 4.2.1) :

$$A_{\min} = \left( 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \cdot d \cdot b = 0.23 \times 100 \times 14 \frac{2.1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.69 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

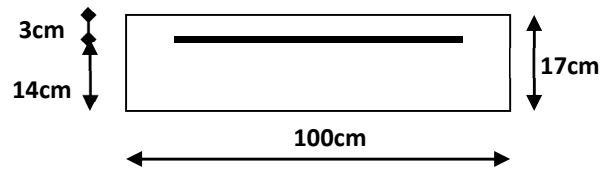


Figure III.26

**6.2. Vérification au cisaillement (BAEL 91) :**

- **Effort tranchant**

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

$$V_u = q_{u1}.l + q_{u2} = 12.53 \times 1.5 + 9.112 = 27.91 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{27.91 \times 10}{100 \times 12} = 0.23 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.20 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = 0.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement.

**6.3. Vérification de l'adhérence :**

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

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{27.91 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 188.4} = 1.37 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée} \Rightarrow \text{pas de risque d'entraînement des barres.}$$

**6.4. Influence de l'effort tranchant aux appuis :**

- **Armatures principales**

$$A_s \geq \frac{V_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Avec : } V_u = 27.91 \text{ KN}$$

$$\frac{V_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{27.91 \times 10^3 \times 1.15}{400} = 80.24 \text{ mm}^2 = 0.8024 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > 0.8024 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**6.5. Vérification des contraintes de béton au niveau des appuis :**

$$V_u \leq \bar{V}_u$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.4 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 100 \times 12 \times \frac{2500}{1.5} = 800 \text{KN}$$

$$V_u = 27.91 \text{KN} < 800 \text{KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**6.6. Ancrage des barres :**

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} \quad (\text{Art. A.6.1,23/BAEL91})$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$$

$$L_S = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} L_S = \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{cm} \\ L_S = 40 \emptyset = 40 \times 1.2 = 48 \text{cm} \end{array} \right.$$

$$L_S = 48 \text{ cm}$$

$$L_{cr} = 0.4 L_S = 0.4 \times 48 = 19.2 \text{cm} \quad \text{soit } L_{cr} = 20 \text{cm}$$

**III-7.7. Vérification à l'ELS :****➤ Combinaison des charges :  $q_{s1} = G + Q$** 

$$\text{Dalle : } q_{s1} = 5.39 + 1.5 = 6.89 \text{KN/ml}$$

$$\text{Mur extérieur : } q_{s2} = 2.36 \times 1 \times 2.86 = 6.75 \text{KN/ml}$$

**➤ Calcul du moment d'encastrement**

Moment provoqué par la charge «  $q_{s1}$  »

$$M_{q_{s1}} = \frac{q_{s1} \cdot l^2}{2} = \frac{6.89 \times 1.5^2}{2} = 7.58 \text{KN.m}$$

Moment provoqué par la charge «  $q_{s2}$  »

$$M_{q_{s2}} = q_{s2} \cdot l = 6.75 \times 1.5 = 10.125 \text{KN.m}$$

**Le moment total**

$$M_S = M_{q_{s1}} + M_{q_{s2}} = 7.58 + 10.125 = 17.705 \text{KN.m}$$

**7.1. Vérification des contraintes :****a) Acier**

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

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

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{St}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{St}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 14} = 0.408 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0.902 \quad ; \quad K_1 = 36.02$$

$$\sigma_s = \frac{17.705 \times 10^5}{0.902 \times 12 \times 565} = 289.50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad \Rightarrow \quad \text{Donc la section d'acier est vérifiée.}$$

### b) Béton :

Il faut vérifier que  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_b = k \sigma_s$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{36.02} = 0.027$$

$$\sigma_b = 0.027 \times 300.21 = 8.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### 7.2. Vérification de l'ouverture des fissures :

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

### 7.3. Vérification de la flèche :

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{20}{150} = 0.13 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \quad \Rightarrow \quad \frac{20}{150} = 0.13 > \frac{17.705}{10(17.705)} = 0.1 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{5.65}{12 \times 100} = 0.0047 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

h : la hauteur totale du plancher.

L : la portée libre du balcon.

$M_t$  : moment fléchissant max de service en travée.

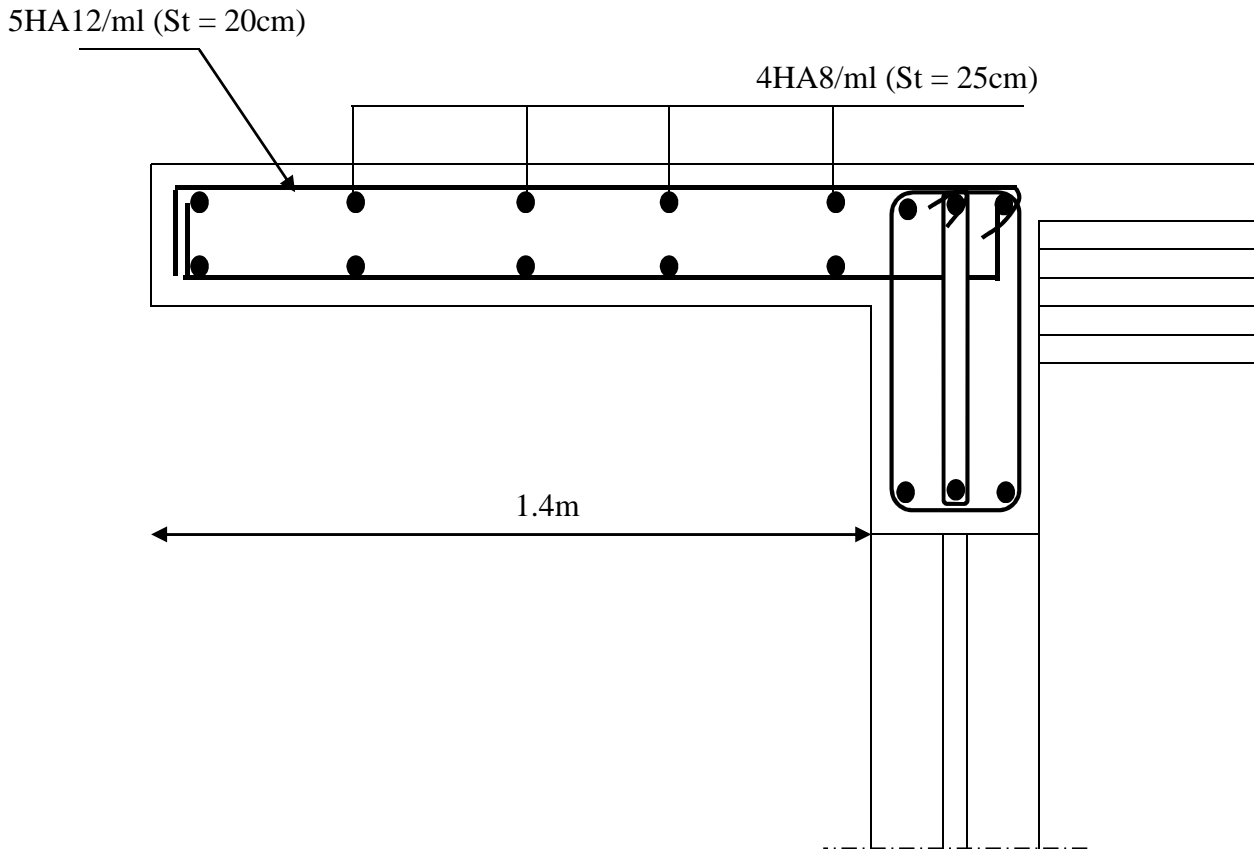
$M_0$  : moment isostatique de service.

b : la largeur de la section étudiée.

$f_e$  : limite élastique des armatures tendue

**Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



**Figure III.27 : Ferrailage du porte à faux**

**IV.1. Les différentes vérifications du RPA :**

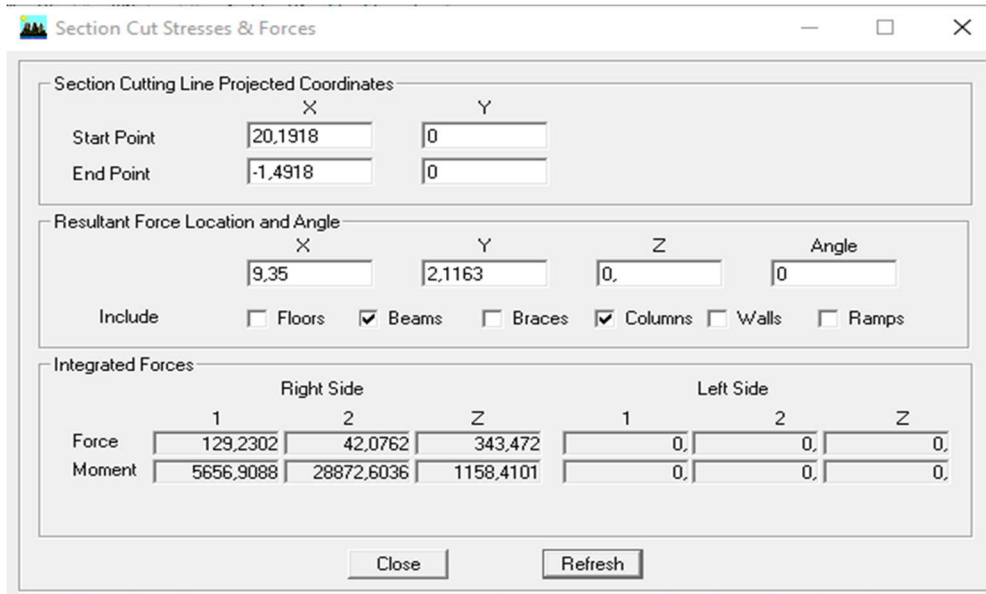
Le règlement parasismique algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

On doit vérifier les conditions nécessaires.

**IV.1.1. Justification du système de contreventement :**

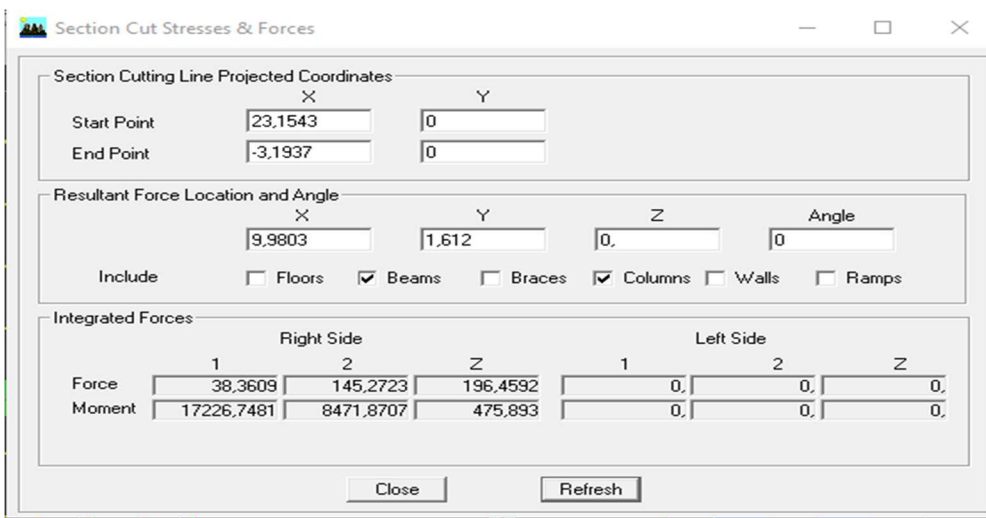
Charges sismique reprises par les portiques :

Sens x-x



100%  $\implies$  1813.2034 D' où 129.2302  $\implies$  7.12 % selon xx

Sens y-y



100%  $\implies$  1732.5310 D' où 145.2723  $\implies$  8.38% selon yy

Charges sismique reprises par les voiles :

Sens x-x

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y			
Start Point	20,1918	0			
End Point	-1,4918	0			

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	9,35	2,1163	0,	0

Include:  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1687,7348	463,6404	343,472	0,	0,	0,
Moment	4830,7172	7941,8194	14001,7017	0,	0,	0,

Buttons: Close, Refresh

100%  $\implies$  1813.2034 D' où 1687.7348  $\implies$  93.08% selon xx

Sens y-y

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y		
Start Point	23,1543	0		
End Point	-3,1937	0		

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	9,9803	1,612	0,	0

Include:  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

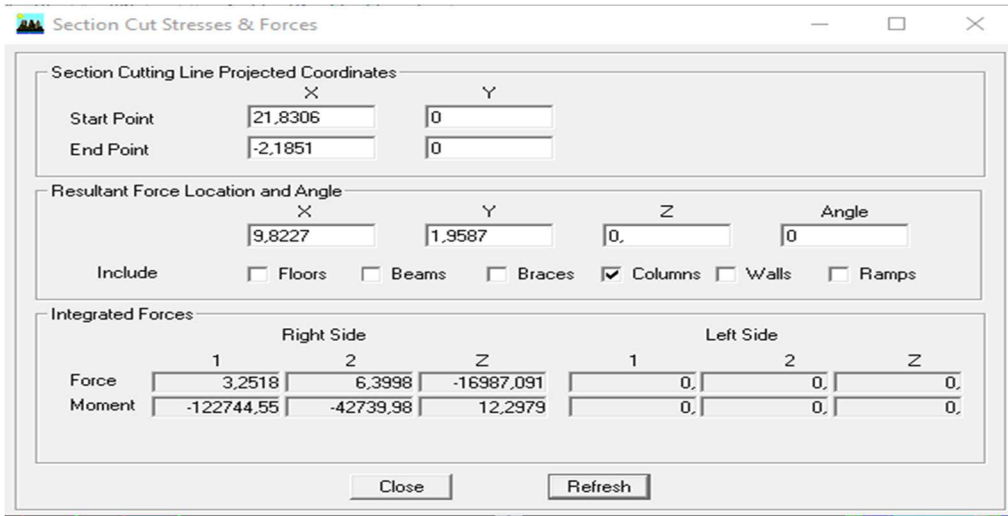
Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	468,8005	1588,4241	196,4592	0,	0,	0,
Moment	17345,4199	2288,0757	5920,4588	0,	0,	0,

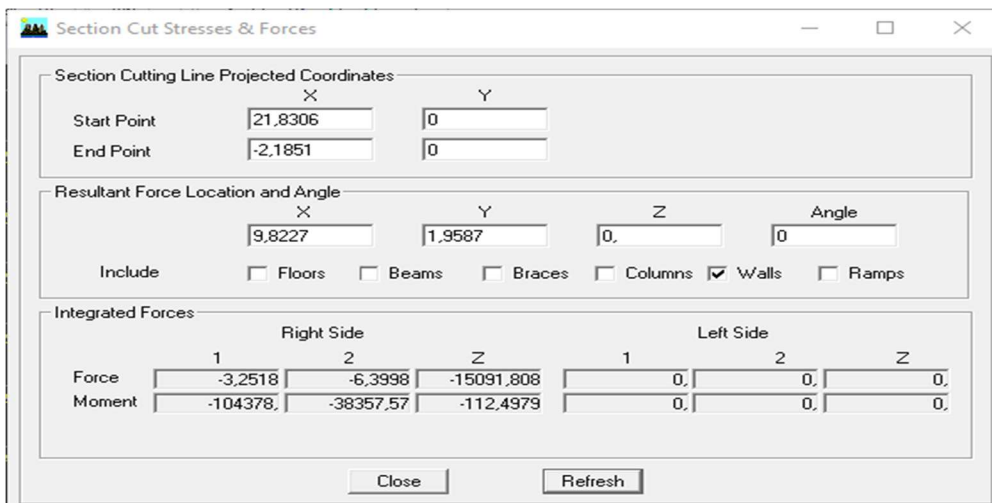
Buttons: Close, Refresh

100%  $\implies$  1732.5310 D' où 158.4241  $\implies$  91.68% selon yy

IV.1.2. Sollicitations dues aux charges verticales :



100%  $\implies$  32078.9 D' où 16987.091  $\implies$  52.95%



100%  $\implies$  32078.9 D' où 15091.808  $\implies$  47.05%

Les voiles : 47.05%

Les poteaux : 52.95%

**Conclusion :**

Les voiles reprennent plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales on considère la quasi-totalité des sollicitations dues aux charges horizontales, donc d'après le **RPA99/2003 Art3.4** le système de contreventement est constitué par des voiles porteurs en béton armé.

**IV.1.3. Vérification de l'effort tranchant à la base :**

Le calcul de l'effort tranchant se fait avec la méthode statique équivalente

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

**D** : Facteur d'amplification dynamique de la structure.

**Q** : Facteur de qualité.

**W** : Poids totale de la structure en (kN).

**1) Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Le coefficient (**A**) est donné par le tableau (4-1.RPA99/2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment, Dans notre cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe 2} \end{array} \right. \Rightarrow A=0,15$$

**2) Coefficient de comportement de la structure (R) :**

Le coefficient (**R**) est donné par le tableau (4-3. RPA99/2003) en fonction du système de contreventement (voiles porteurs) dont **R=3.5**.

**3) Facteur de qualité Q :**

$$Q=1 + \sum_1^6 p_q$$

**Pq** : Pénalité à retenir selon les critères de qualité si ils sont satisfaits ou non, sa valeur est donnée par le tableau (4-4. RPA99/2003)

**Tableau de facteur de qualité Qx**

Critère	Observé (oui ou non)	(Pq)
<b>1. Condition minimale sur les files de contreventement</b>	<b>OUI</b>	<b>0</b>
<b>2. Redondance en plan.</b>	<b>OUI</b>	<b>0</b>
<b>3. Régularité en plan.</b>	<b>OUI</b>	<b>0</b>
<b>4. Régularité en élévation.</b>	<b>OUI</b>	<b>0</b>
<b>5. Contrôle de la qualité de l'exécution.</b>	<b>OUI</b>	<b>0</b>
<b>6. Contrôle de la qualité des matériaux.</b>	<b>OUI</b>	<b>0</b>

On aura donc :  $Q_x=1+0$

$Q_x=1.00$

Tableau de facteur de qualité  $Q_y$

Critère	Observé (oui ou non)	(Pq)
1. Condition minimale sur les files de contreventement	OUI	0
2. Redondance en plan.	OUI	0
3. Régularité en plan.	OUI	0
4. Régularité en élévation.	OUI	0
5. Contrôle de la qualité de l'exécution.	OUI	0
6. Contrôle de la qualité des matériaux.	OUI	0

On aura donc  $Q_y = 1+0$

$Q_y = 1.00$

**Facteur d'amplification dynamique de la structure (D)**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2. \\ 2.5\eta \left[ \frac{T_2}{T} \right]^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s. \\ 2.5\eta \left[ \frac{T_2}{3} \right]^{2/3} \left[ \frac{3}{T} \right]^{5/3} & T \geq 3.0s. \end{cases}$$

**T<sub>2</sub>** : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et elle est donnée par le tableau (47.RPA99/2003).

Notre bâtiment est réalisé sur un sol meuble de **site 3** ⇒ **T<sub>2</sub> = 0,50 s**

**η** : Facteur de correction d'amortissement. Il est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

(ξ %) = Le pourcentage d'amortissement critique est donné par le tableau (4.2.3RPA99/2003).

ξ = 7% ⇒ Construction auto stable.

ξ = 10 % ⇒ Construction par voiles.

Donc :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76 \geq 0,7$  OK

**T** : Période fondamentale de la structure (4.2.4. RPA99/2003).

$$T = c_t h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

**H<sub>N</sub>**: Hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau

$$\Rightarrow h_N = 28.9\text{m}$$

**CT** : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Il est donné par le tableau (4-6. RPA99/2003).

$$\Rightarrow C_T = 0,05$$

$$\Rightarrow 0,05(28.9)^{\frac{3}{4}} = 0,66 \text{ s}$$

Les périodes donnés par ETABS sont :

**T<sub>1</sub> Etabs** = 0,836      1<sup>er</sup> mode translation.

**T<sub>2</sub> Etabs** = 0,766      2<sup>ème</sup> mode translation.

**T<sub>3</sub> Etabs** = 0,653      3<sup>ème</sup> mode rotation.

Mode	Period	U1	U2	U3
1	0,836309	0,191302	0,000000	0,000000
2	0,766093	0,520329	0,000000	0,000000
3	0,653371	0,021792	0,000000	0,000000
4	0,220374	0,009069	0,000000	0,000000
5	0,204441	0,023011	0,000000	0,000000
6	0,171840	-0,001612	0,000000	0,000000
7	0,109671	-0,000209	0,000000	0,000000
8	0,102808	0,002465	0,000000	0,000000
9	0,089828	0,000651	0,000000	0,000000
10	0,084527	-0,002976	0,000000	0,000000
11	0,080669	-0,000223	0,000000	0,000000

**T Etabs** = 0.836 < 1.3 T calculer = (1.3×0.66)=0.858 s  $\implies$  condition vérifiée.

Calcul de la valeur de D :

on a :  $T_2 \leq T \leq 3.0\text{s}$ .  $\implies 2.5 \eta \left[ \frac{T_2}{T} \right]^{2/3}$

$$T=0.836 > T_2=0.50 \implies = 2.5 \eta \left[ \frac{T_2}{T} \right]^{2/3} = 1.35$$

$$\Rightarrow D=1.35$$

**V.1.4. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base (art4.3.6.RPA99/2003) :**

La résultante des forces sismiques à la base (**VD**) obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente VS.

$$W=33668.7\text{KN}$$

$$V_{sx} = \frac{A \times D \times Q_x}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,35 \times 1,0}{5} \times 33668.7 = 1363.58\text{KN}$$

$$V_{sx}=1363.58\text{KN}$$

$$V_{sy} = \frac{A \times D \times Q_y}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.35 \times 1.0}{5} \times 33668.7 = 1363.58 \text{ KN}$$

$V_{sy} = 1363.58 \text{ KN}$

**Sens yy :**

EY	11	U2	2,23	3,76	0,00	-12,954	8,293	2,750
EY	12	U2	-2,44	0,92	0,00	-3,389	-9,538	32,753
EY	All	All	504,69	1732,53	0,00	34330,430	10180,121	14753,783

**Sens xx :**

EX	11	U1	1,32	2,23	0,00	-7,676	4,914	1,629
EX	12	U1	6,48	-2,44	0,00	9,000	25,332	-86,989
EX	All	All	1813,20	504,69	0,00	10138,370	36160,502	15030,821

Sens xx :  $80\%V_{sx} = 1090.86 < V_{DX} \text{ ETABS} = 1813.20 \text{ kN}$   
 Sens yy :  $80\%V_{sy} = 1090.86 < V_{DY} \text{ ETABS} = 1732.53 \text{ kN}$  } Condition vérifiée.

**IV.1.5. Vérification de l'excentricité :(voir figure V.1.2)**

Avec :

CM : Centre de masse

CR : Centre de rigidité

$e_x$  et  $e_y$ : Excentricités accidentelles :

$E_x$  et  $E_y$  : Excentricités théoriques :

**Tableau de l'excentricité**

Etage	$X_{CM}$	$Y_{CM}$	$X_{CR}$	$Y_{CR}$	$E_x$	$E_y$	$e_x$	$e_y$
RDC	7.301	9.189	7.074	8.688	0.75	0.935	0.227	0.501
1	7.249	9.223	6.984	8.713	0.75	0.935	0.262	0.510
2	7.249	9.220	6.994	8.773	0.75	0.935	0.252	0.447
3	7.249	9.218	7.020	8.845	0.75	0.935	0.226	0.373
4	7.249	9.218	7.050	8.912	0.75	0.935	0.196	0.306
5	7.249	8.704	7.080	8.960	0.75	0.935	0.166	0.256
6	7.249	8.679	7.108	8.990	0.75	0.935	0.138	0.311
7	7.249	8.679	7.132	9.010	0.75	0.935	0.114	0.421
8	7.300	9.435	7.146	9.017	0.75	0.935	0.154	0.418

**V.1.6. Vérification du déplacement latéral inter étage (art 4.4.3.RPA99/2003)**

Le déplacement horizontal à chaque niveau de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = K \delta_{ek}$$

Avec :

**R** : Coefficient de comportement **R=3.5**

**δ<sub>ek</sub>** : Déplacement dû aux forces sismiques

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le (art 5.10. RPA99/2003) le déplacement relatif latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

**IV.1.6.1. Tableau du déplacement latéral inter étage :**

Etage	Diaphragme	UX	Δ <sub>KX</sub> (cm)	UY	Δ <sub>KY</sub> (cm)	1%h (cm)
RDC	D1	0.0937	0.0937	0.1056	0.1056	4.42
1	D2	0.2385	0.1448	0.2656	0.1600	3.06
2	D3	0.4175	0.179	0.4646	0.1990	3.06
3	D4	0.6159	0.1984	0.6849	0.2203	3.06
4	D5	0.8208	0.2049	0.9116	0.2267	3.06
5	D6	1.0256	0.2048	1.1342	0.2226	3.06
6	D7	1.2214	0.1958	1.3467	0.2125	3.06
7	D8	1.4047	0.1833	1.545	0.1983	3.06
8	D9	1.5734	0.1687	1.7305	0.1855	3.06

**Conclusion :**

Le déplacement relatif latéral d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépasse pas 1% de la hauteur d'étage ⇒ Condition vérifiée.

**IV.1.7. Spécification pour les poteaux (Art 7.4.3.1/ RPA99 version2003) :**

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{bc \times f_{c28}} \leq 0,30$$

**N<sub>d</sub>** : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous la combinaison

$$G + Q \pm E.$$

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

**f<sub>c28</sub>**: est la résistance caractéristique du béton.

Pour les poteaux de RDC/2 (50× 50)cm<sup>2</sup> **N<sub>d</sub> = 1630.71kN**

$$v = \frac{1630.71 \times 10^3}{500 \times 500 \times 25} = 0,26 \leq 0,30 \text{ de la condition du RPA} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pour les poteaux de 3<sup>ème</sup> au 5<sup>ème</sup> étages (45×45)cm<sup>2</sup> Nd = 989.6kN

$$v = \frac{989.6 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0,19 < 0,30 \text{ de la condition du RPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pour les poteaux de 6<sup>ème</sup> au 8<sup>ème</sup> étages (40×40)cm<sup>2</sup> Nd = 429.51 kN

$$v = \frac{429.51 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0,10 < 0,30 \text{ de la condition du RPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**f. Déplacement maximal**

$$\delta_{max} \leq f = \frac{h_n}{500}$$

On à  $\delta x = \delta y = 1 < f = \frac{3140}{500} = 6.28 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

**Justification vis-à-vis de l'effet P – Δ (Art 5.9 RPA99 version 2003) :**

Les effets de 2<sup>o</sup> ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Avec :

**P<sub>k</sub>** : Poids 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 d'étage « k ».

Niveau u	P(KN)	Sens X X				Sens Y Y			
		Δ <sub>k</sub>	V <sub>k</sub>	h <sub>k</sub>	θ <sub>x</sub>	Δ <sub>k</sub>	V <sub>k</sub>	h <sub>k</sub>	θ <sub>y</sub>
RDC	4380.36	0.0090	1813.20	4.42	0.0049	0,010	1732.53	4.42	0.0572
1	3853.89	0.0014	1763.04	3.06	0.0010	0,016	1681.48	3.06	0.0119
2	3853.89	0.017	1669.46	3.06	0.0128	0,019	1589.09	3.06	0.0150
3	3766.68	0.019	1544.77	3.06	0.0151	0,022	1467.58	3.06	0.0184
4	3766.68	0.020	1388.14	3.06	0.0177	0,022	1317.71	3.06	0.0205
5	3600,2	0.020	1192.73	3.06	0.0197	0,022	1133.11	3.06	0.0228
6	3522,17	0.019	975.11	3.06	0.0224	0,021	929.77	3.06	0.0259
7	3522,17	0.018	717.65	3.06	0.0288	0,019	687.62	3.06	0.0318
8	3126,44	0.016	380.61	3.06	0.0429	0,018	365.96	3.06	0.0502

**V.1. Ferraillage des poteaux :**

**Introduction :**

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens, en tenant compte des combinaisons considérées comme suit :

<b>ELU</b> .....	$1.35 G + 1.5 Q$
<b>ELS</b> .....	$G + Q$
<b>RPA2003</b> .....	$G + Q \pm E$
	$0.8 G \pm E$

Et en procédant à des vérifications à l'ELS.

**V.1.1. Recommandations du RPA2003 :**

➤ **Les armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

✓ Le pourcentage minimal sera de 0.8% de la section du poteau (Zone IIa).

Poteau (50×50).....  $A_{min} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$

Poteau (45×45).....  $A_{min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$

Poteau (40×40).....  $A_{min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone courante sera de 4% (Zone IIa).

Poteau (50×50).....  $A_{min} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$

Poteau (45×45).....  $A_{min} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

Poteau (40×40).....  $A_{min} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6% (Zone IIa).

Poteau (50×50).....  $A_{min} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$

Poteau (45×45).....  $A_{min} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$

Poteau (40×40).....  $A_{min} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

✓ Le diamètre minimal est de  $\Phi 12$ .

✓ La longueur du recouvrement minimale est de  $L_r = 40 \Phi$  (Zone IIa).

✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :  
 $L = 25 \text{ cm}$  (Zone IIa).

✓ les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

➤ **Les armatures transversales :**

✓ les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h f_e}$$

$V_u$  : Effort tranchant du calcul.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier de l'armature transversale.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{où} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

$\lambda_g$  : l'élanement géométrique du poteau.

$I_f$  : la longueur du flambement du poteau.

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

$a, b$  : dimensions de section droite du poteau.

$$\begin{cases} S_t \leq \min(10\Phi_l; 15cm) & \text{en zone nodale.} \\ S_t \geq \min 15\Phi_l & \text{en zone courante.} \end{cases}$$

$\Phi$  : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

La quantité minimale des armatures transversales  $\frac{A_t}{b S_t}$  en% est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3\%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8\%$$

$3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$  Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminés en nombres et diamètre suffisant ( $\Phi > 12$  mm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10 \Phi_{\min}$ .

**V.1.2. Calcul du ferraillage :**

**a) Calcul à l'ELU :**

Etat de calcul en flexion composée :

Si :  $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$  Alors la section est partiellement comprimée.

Si :  $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$  Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d-c) - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c}{h}\right) b h^2 f_{bc} \quad \rightarrow \quad (A)$$

Avec :  $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$  ( $M_f$  : Moment fictif).

Si l'inégalité est vérifiée alors la section est partiellement comprimée, le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si :  $\mu \leq \mu_1$  la section est simplement armée

Si :  $\mu \geq \mu_1$  la section est doublement armée, il faut calculer  $A_1$  et  $A_1'$

$$\mu_1 = 0.392.$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle d'armatures est donnée par :  $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Si l'inégalité (A) est vérifiée, donc la section est entièrement comprimée, il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d-c) - M_f > (0.5h - c) b \cdot h \cdot f_{bc} \quad \rightarrow \quad (B)$$

Si l'inégalité (B) est vérifiée, donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A_1' = \frac{N_u - (d - 0.5h) b h f_{bc}}{\sigma_s (d - c)}$$

$$A_s = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_1'$$

Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section a besoin d'armatures inférieures.

$$A_s' = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Et } A_s = 0$$

$$\psi = \frac{0.357 - \frac{N_u(d - c') - M}{b \cdot h \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c}{h}}$$

➤ Tableaux récapitulatifs de ferraillage de poteaux par niveaux :

• Sens longitudinal (x-x) :

Niveau	N(N)	M(N.m)	Obs	Combinaisons	As' (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix de A
<b>RDC, 1, 2</b>	N <sub>max</sub> = 1952.6	M <sub>cor</sub> = 15.85	sec	ELU	0	0	20	20.61	<b>4HA20+4HA16</b>
	N <sub>min</sub> = 0.88	M <sub>cor</sub> = 0.62	sec	08GEX MAX	0	0			
	N <sub>cor</sub> = 402.27	M <sub>max</sub> = 75.489	sec	ELU	0	0			
<b>3,4,5</b>	N <sub>max</sub> = 1185.94	M <sub>cor</sub> = 40.938	sec	ELU	0	0	16.2	20.61	<b>4HA20 + 4HA16</b>
	N <sub>min</sub> = 0.7	M <sub>cor</sub> = 0.52	sec	08GEX MAX	0	0			
	N <sub>cor</sub> = 314.53	M <sub>max</sub> = 73.16	sec	ELU	0	0			
<b>6,7,8</b>	N <sub>max</sub> = 522.79	M <sub>cor</sub> = 0.945	sec	ELU	0	0	12.8	14.20	<b>4HA16 + 4HA14</b>
	N <sub>min</sub> = 0.721	M <sub>cor</sub> = 0.626	sec	08GEX MAX	0	0			
	N <sub>cor</sub> = 97.19	M <sub>max</sub> = 59.829	sec	ELU	0	0			

Tableau V.1 : Ferraillage des poteaux dans le sens (x-x)

Sens transversal (y-y) :

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	Obs	combi naison s	As' (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix de A
RDC, 1,2	N <sub>max</sub> =1952.6	M <sub>cor</sub> = -4.846	sec	ELU	0	0	20	20.61	4HA20 + 4HA16
	N <sub>min</sub> = 0.88	M <sub>cor</sub> = 0.52	sec	08GEX MX	0	0			
	N <sub>cor</sub> = 859.03	M <sub>max</sub> =112.40	sec	ELU	0	0			
3,4,5	N <sub>max</sub> =1185.94	M <sub>cor</sub> = -29.757	sec	ELU	0	0	16.2	20.61	4HA20 + 4HA16
	N <sub>min</sub> = 0.7	M <sub>cor</sub> = 0.167	sec	08GEX MAX	0	0			
	N <sub>cor</sub> = 453.67	M <sub>max</sub> = 118.69	sec	ELU	0	0			
6,7,8	N <sub>max</sub> = 522.79	M <sub>cor</sub> = 1.815	sec	ELU	0	0	12.8	14.20	4HA16 + 4HA14
	N <sub>min</sub> = 0.821	M <sub>cor</sub> = 0.763	sec	08GEX MAX	0	0			
	N <sub>cor</sub> = 193.27	M <sub>max</sub> = 94.119	sec	ELU	0	0			

Tableau V.2 : Ferraillage des poteaux dans le sens (y-y)

b) Vérifications à l'ELU :

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}$$

Pour les fissurations préjudiciables  $\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$ .

$$\tau_u = \frac{80.13 \times 10^3}{500 \times 470} = 0.340\text{MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \quad \Rightarrow$$

Condition vérifiée.

➤ Armatures transversales :

Les armatures principales sont disposées de manière à empêcher tous mouvements longitudinaux vers les parois des poteaux.

✓ Le diamètre doit être tel que :

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.66\text{cm, soit } \Phi_t = 8\text{mm}$$

On adoptera des cadres de section :  $A_t = 3.01 \text{ cm}^2$ .

➤ **Espacement des armatures selon le RPA version 2003 :**

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\phi_t^{\min}, 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.4, 15\text{cm}) = 14\text{cm} ; \quad \text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm.}$$

- En zone courante :

$$S_t \leq 15\phi_t^{\min} = 21\text{cm} ; \quad \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm.}$$

➤ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r = 40 \phi_t = 80\text{cm.}$$

➤ **Vérification de la quantité d'armatures :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad \text{Avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} ; I_f = 0.7 h_e$$

Pour le cas le plus défavorable :

$$I_f = 0.7 \times 4.02 = 2.814 \text{ m.}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.814}{0.50} = 5.63$$

- En zone nodale

$$A_{\min} = 0.003.b.S_t = 0.003 \times 50 \times 10 = 1.50\text{cm}^2$$

- En zone courante :

$$A_{\min} = 0.003.b.S_t = 0.003 \times 50 \times 20 = 3.00\text{cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = 1.50 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 3.00\text{cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

**V.1.3. Vérifications à l'ELS :**

Dans le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier :

**1) Etat limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

**2) Contraintes dans le béton : (Art.4.5.2/ BAEL 91 modifié 2003)**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

On a deux cas à vérifier, en flexion composée à l'ELS :

- Si  $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$   $\iff$  la section est entièrement comprimée

➤ **vérification des contraintes :**

La section homogénéisée est :

$$B_0 = b \cdot h + \eta (A_s + A'_s)$$

$$V_1 = \left( \frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A_s \cdot c' + A'_s \cdot d) \right) \quad V_2 = h - V_1$$

Le moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \left[ A_s \cdot (V_1 - c')^2 + A'_s \cdot (V_2 - c)^2 \right]$$

$$\sigma_b = \left[ \frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s \cdot V_1}{B_0} \right] \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.06 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Puisque :  $\sigma_{b1} > \sigma_{b2}$  il suffit donc de vérifier que :  $\sigma_{b1} < \bar{\sigma}_{bc}$

$N_s$  : Effort de compression à l'ELS.

$M_s$  : Moment fléchissant à l'ELS.

$B_0$  : Section homogénéisée.

- Si  $\frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6}$   $\iff$  la section est partiellement comprimée.

Il faut vérifier que :  $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_b = K \cdot y_1$  ;  $K = \frac{M_s}{I_{x-x}}$

$$I_{x-x} = \left( \frac{b \cdot y^3}{2} + 15 A_s (d - y)^2 + A'_s (y - c')^2 \right)$$

$$y_1 = y_2 + c$$

$y_2$  : est déterminé par l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c^2 - \frac{90A_s'}{b}(c - c') + \frac{90A_s}{b}(d - c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A_s'}{b}(c - c')^2 + 90A_s(d - c)^2$$

$$c = \frac{h}{2} - e$$

c : est la distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimé.

**Tableaux récapitulatifs des vérifications à l'ELS :**

- Sens longitudinal (x-x) :

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	combo	e (m)	Obs	$\sigma_{b1}$	$\sigma_b$	Obs	$\sigma_{s1}$	$\sigma_s$	Obs
RDC, 1, 2	N <sub>max</sub> =1422.43	M <sub>cor</sub> =11.488	ELS	0.008	sec	5.68	15	vérifiée	84.4	400	vérifiée
	N <sub>min</sub> = 276.98	M <sub>cor</sub> = 0.376	ELS	0.001	sec	1.04	15	vérifiée	15.5	400	vérifiée
	N <sub>cor</sub> = 1205.45	M <sub>max</sub> =43.075	ELS	0.035	sec	5.94	15	vérifiée	86.2	400	vérifiée
3, 4, 5	N <sub>max</sub> = 864	M <sub>cor</sub> = 29.669	ELS	0.034	sec	5.34	15	vérifiée	77	400	vérifiée
	N <sub>min</sub> = 109.53	M <sub>cor</sub> = -0.217	ELS	0.002	sec	0.51	15	vérifiée	7.64	400	vérifiée
	N <sub>cor</sub> = 523.07	M <sub>max</sub> =35.736	ELS	0.068	sec	4.23	15	vérifiée	59.7	400	vérifiée
6, 7, 8	N <sub>max</sub> = 381.98	M <sub>cor</sub> = 0.693	ELS	0.002	sec	2.26	15	vérifiée	33.7	400	vérifiée
	N <sub>min</sub> = 2.14	M <sub>cor</sub> = 0.129	ELS	0.060	sec	0.02	15	vérifiée	0.06	400	vérifiée
	N <sub>cor</sub> = 213.43	M <sub>max</sub> = 34.37	ELS	0.161	sec	4.25	15	vérifiée	55.7	400	vérifiée

**Tableau V.3 : Vérifications des contraintes dans les poteaux à l'ELS sens (x-x)**

- Sens transversal (y-y) :

12	N (KN)	M (KN.m)	combo	e (m)	Obs	$\sigma_{b1}$	$\sigma_b$	Obs	$\sigma_{s1}$	$\sigma_s$	Obs
	N <sub>max</sub> =1422.43	M <sub>cor</sub> = -3.505	ELS	0.002	sec	5.39	15	Vérifiée	80.5	400	Vérifiée

RDC, 1, 2											
	N <sub>min</sub> =276.98	M <sub>cor</sub> = 0.254	ELS	0.001	sec	1.03	15	Vérifiée	15.5	400	Vérifiée
	N <sub>cor</sub> = 717.28	M <sub>max</sub> = 44.812	ELS	0.062	sec	3.83	15	Vérifiée	54.8	400	Vérifiée
3, 4, 5	N <sub>max</sub> = 864	M <sub>cor</sub> = 29.53	ELS	0.033	sec	5.43	15	Vérifiée	78.3	400	Vérifiée
	N <sub>min</sub> = 109.53	M <sub>cor</sub> = 0.186	ELS	0.002	sec	0.51	15	Vérifiée	7.62	400	Vérifiée
	N <sub>cor</sub> = 456.4	M <sub>max</sub> =49.303	ELS	0.090	sec	4.83	15	Vérifiée	66.7	400	Vérifiée
6, 7, 8	N <sub>max</sub> = 381.98	M <sub>cor</sub> = 1.286	ELS	0.003	sec	2.3	15	Vérifiée	34.3	400	Vérifiée
	N <sub>min</sub> = 2.14	M <sub>cor</sub> = 0.112	ELS	0.052	sec	0.02	15	Vérifiée	0.25	400	Vérifiée
	N <sub>cor</sub> =135.26	M <sub>max</sub> = 50.186	ELS	0.371	sec	6.11	15	Vérifiée	140.3	400	Vérifiée

Tableau V.4 : Vérifications des contraintes dans les poteaux à l'ELS sens (y-y)

3) Condition de non fragilité :

$$A_{min\,cnf} = \frac{0.23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0.455 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \cdot b \cdot d$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

• Sens longitudinal (x-x) :

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	e (m)	d (cm)	b (cm)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Obs
RDC, 1, 2	N <sub>max</sub> = 1422.43	M <sub>cor</sub> = 11.488	0.008	47	50	7.39	vérifiée
	N <sub>min</sub> = 276.98	M <sub>cor</sub> = 0.376	0.001	47	50	7.02	
	N <sub>cor</sub> = 1205.45	M <sub>max</sub> =43.075	0.035	47	50	9.76	
3,4,5	N <sub>max</sub> =864	M <sub>cor</sub> = 29.669	0.034	42	45	8.20	
	N <sub>min</sub> = 109.53	M <sub>cor</sub> = -0.217	0.002	42	45	5.70	
	N <sub>cor</sub> = 523.07	M <sub>max</sub> =35.736	0.068	42	45	7.2	
6, 7, 8	N <sub>max</sub> = 381.98	M <sub>cor</sub> = 0.693	0.002	37	40	4.47	
	N <sub>min</sub> = 2.14	M <sub>cor</sub> = 0.129	0.060	37	40	6.4	
	N <sub>cor</sub> = 213.43	M <sub>max</sub> =34.375	0.161	37	40	6.4	

Tableau V.5 : Vérification de la condition de non fragilité dans le sens (x-x)

• Sens transversal (y-y) :

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	e (m)	d (cm)	b (cm)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Obs
RDC, 1, 2	N <sub>max</sub> = 1422.43	M <sub>cor</sub> = -3.505	0.002	47	50	7.07	vérifiée
	N <sub>min</sub> = 276.98	M <sub>cor</sub> = 0.254	0.001	47	50	7.02	
	N <sub>cor</sub> = 717.28	M <sub>max</sub> = 44.812	0.062	47	50	17.27	
3, 4, 5	N <sub>max</sub> = -864	M <sub>cor</sub> = -21.57	0.024	42	45	7.10	
	N <sub>min</sub> =109.53	M <sub>cor</sub> = 0.186	0.002	42	45	5.70	
	N <sub>cor</sub> = 456.4	M <sub>max</sub> = 49.309	0.108	42	45	6.25	
6, 7, 8	N <sub>max</sub> = 381.98	M <sub>cor</sub> = 1.286	0.003	37	40	4.51	
	N <sub>min</sub> = 2.14	M <sub>cor</sub> = 0.112	0.052	37	40	12.64	
	N <sub>cor</sub> = 135.26	M <sub>max</sub> = 50.186	0.371	37	40	6.4	

Tableau V.6 : Vérification de la condition de non fragilité dans le sens (y-y)

## V.2. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes :

<b>ELU</b> .....	$1.35 G + 1.5 Q$
<b>ELS</b> .....	$G + Q$
<b>RPA2003</b> .....	$G + Q \pm E$
	$0.8 G \pm E$

### V.2.1. Recommandations du RPA99 version 2003 :

#### ➤ Armatures longitudinales :

✓ Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.

- Poutres principales :  $A_{\min} = 0.005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$ .
- Poutres secondaires :  $A_{\min} = 0.005 \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$ .

✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% : En zone courante.
- 6% : En zone de recouvrement.

#### ➤ En zone courante :

- Poutres principales :  $A_{\max} = 48 \text{ cm}^2$ .
- Poutres secondaires :  $A_{\max} = 42 \text{ cm}^2$ .

#### ➤ En zone de recouvrement :

- Poutres principales :  $A_{\max} = 72 \text{ cm}^2$ .
- Poutres secondaires :  $A_{\max} = 63 \text{ cm}^2$ .

✓ La longueur du recouvrement est de  $40 \Phi$  (Zone IIa).

✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

➤ **Armatures transversales :**

✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

✓ L'espace maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

- $S_t = \min \left( \frac{h}{4}, 12\Phi_1 \right)$  en zone nodale.

- $S_t \leq \frac{h}{2}$  en zone de recouvrement.

$\Phi_1$  : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

➤ **Disposition constructive :**

Conformément au CBA 93 annexe E<sub>3</sub>, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et barres inférieures du second lit, il y a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

- à  $\frac{1}{5}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- à  $\frac{1}{4}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

Au moins la moitié de la section des armatures inférieures nécessaires en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{1}{10}$  de la portée.

### VIII.2.2. Calcul à L'ELU :

#### 1) Calcul des armatures longitudinales :

Elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, résultant des combinaisons de la charge la plus défavorable.

#### • Calcul du moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}}$$

Avec  $f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$ ,  $\gamma_b = 1.5$  (situation durable).

Si :  $\mu_b \leq \mu_\ell = 0,392$  la section est simplement armée (SSA).

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

Si :  $\mu_b \geq \mu_\ell = 0,392$  la section est doublement armée (SDA).

On doit calculer :  $M_r = \mu_r \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

$M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$M_u$  : moment maximum à L'ELU dans les poutres.

$$A_s = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} ;$$

$$A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

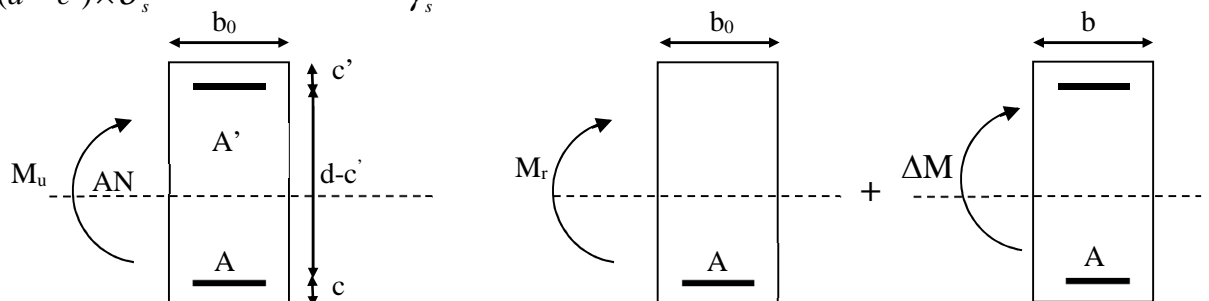


Figure V.1 : Section rectangulaire doublement armée

Les sections d'armature sont résumées dans les tableaux suivants :

Niveau	Mu (KNm)	Observation	Amin (cm <sup>2</sup> )	AS calculé (cm <sup>2</sup> )	Aadoptée (cm <sup>2</sup> )	
TRSS	54.656	SSA	5.25	5.25	3HA14+3HA12	8.01
7	56.248		5.25	5.42	3HA14+3HA12	8.01
6	69.963		5.25	6.88	3HA14+3HA12	8.01
5	74.767		5.25	7.41	3HA14+3HA12	8.01
4	79.66		5.25	7.95	3HA14+3HA12	8.01
3	78.251		5.25	7.79	3HA14+3HA12	8.01
2	78.168		5.25	7.79	3HA14+3HA12	8.01
1	71.911		5.25	7.09	3HA14+3HA12	8.01
RDC	68.995		5.25	6.77	3HA14+3HA12	8.01

**Tableau V.7 : Ferrailage des poutres longitudinales à l'ELU  
(Les armatures en travée)**

Niveau	Mu (KNm)	Observation	Amin (cm <sup>2</sup> )	AS calculé (cm <sup>2</sup> )	Aadoptée (cm <sup>2</sup> )	
TRSS	73.088	SSA	5.25	7.23	3HA16+3HA16	12.06
7	100.391		5.25	10.39	3HA16+3HA16	12.06
6	103.619		5.25	10.79	3HA16+3HA16	12.06
5	108.505		5.25	11.39	3HA16+3HA16	12.06
4	111.317		5.25	11.74	3HA16+3HA16	12.06
3	109.77		5.25	11.56	3HA16+3HA16	12.06
2	104.78		5.25	10.92	3HA16+3HA16	12.06
1	94.706		5.25	9.69	3HA16+3HA16	12.06
RDC	84.113		5.25	8.46	3HA16+3HA16	12.06

**Tableau V.8 : Ferrailage des poutres longitudinales à l'ELU  
(Les armatures aux appuis)**

Niveau	Mu (KNm)	Observation	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>S</sub> calculé (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	
TRSS	61.81	SSA	6	5.08	3HA14+3HA12	8.01
7	74.563		6	6.21	3HA14+3HA12	8.01
6	72.473		6	6.02	3HA14+3HA12	8.01
5	81.853		6	6.87	3HA14+3HA12	8.01
4	89.887		6	7.62	3HA14+3HA12	8.01
3	86.051		6	7.27	3HA14+3HA12	8.01
2	83.03		6	6.98	3HA14+3HA12	8.01
1	76.658		6	6.40	3HA14+3HA12	8.01
RDC	89.887		6	7.62	3HA14+3HA12	8.01

**Tableau V.9 : Ferrailage des poutres TRANSVERSALES à l'ELU  
(les armatures en travée)**

Niveau	Mu (KN.m)	Observation	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>S</sub> calculé (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	
TRSS	88.815	SSA	6	7.52	3HA16+3HA16	12.06
7	111.973		6	9.74	3HA16+3HA16	12.06
6	132.095		6	11.78	3HA16+3HA16	12.06
5	132.10		6	11.79	3HA16+3HA16	12.06
4	132.101		6	11.79	3HA16+3HA16	12.06
3	131.02		6	11.68	3HA16+3HA16	12.06
2	131.03		6	11.67	3HA16+3HA16	12.06
1	117.341		6	10.27	3HA16+3HA16	12.06
RDC	129.834		6	11.52	3HA16+3HA16	12.06

**Tableau V.10 : Ferrailage des poutres TRANSVERSALES à l'ELU  
(Les armatures aux appuis)**

## 2) Vérification à l'ELU :

### ➤ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{f_e}$$

- Pour les poutres transversales (30 × 40) :  $A_{\min} = 1.34 \text{ cm}^2$ .
  - Pour les poutres longitudinales (30 × 35) :  $A_{\min} = 1.16 \text{ cm}^2$ .
- $A_s > A_{\min} \implies$  La condition de non fragilité est vérifiée.

### ➤ Vérification de l'effort tranchant : (Art. A.5.1 BAEL91 modifié en 99)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « $\tau_u$ », prise

conventionnellement égale à :  $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$

$T_u^{\max}$  : Effort tranchant max à l'ELU.

- Poutres principales  $\tau_u = \frac{148.11 \times 10^3}{300 \times 370} = 1.33 \text{ MPa}$
- Poutres secondaires  $\tau_u = \frac{122.66 \times 10^3}{300 \times 320} = 1.27 \text{ MPa}$

### • Etat limite ultime du béton de l'âme : (Art A.5.1.21/ BAEL91 modifié 99)

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u \leq \min \left( \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

- Poutres principales :  $\tau_u = 1.33 < 3.33 \text{ MPa} \implies$  Condition vérifiée.
- Poutres secondaires :  $\tau_u = 1.27 < 3.33 \text{ MPa} \implies$  Condition vérifiée.

### • Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

(Art A.5.1.32/ BAEL91 modifié 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 :  $T_u - \frac{M_u}{0.9d}$

$$D'ou A_s \geq \frac{1,15}{f_c} \left( V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

$$- \text{ Poutres principales : } 148.11 - \frac{131.03}{0.9 \times 0.37} = -245.37 < 0.$$

$$- \text{ Poutres secondaires : } 122.66 - \frac{104.78}{0.9 \times 0.32} = -241.16 < 0$$

⇒ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

• **Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :**

(Art A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99)

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \frac{0.9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

- Poutres principales :

$$T_u = 148.11 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.37 \times 0.30 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 666 \text{ kN}.$$

- Poutres secondaires

$$T_u = 122.66 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.32 \times 0.30 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 576 \text{ kN}$$

⇒ La condition est vérifiée.

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton :**

(Art. A.6.1,3/ BAEL91 modifié en 99)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

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

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} \quad \text{Avec} \quad \sum U : \text{ le périmètre des aciers,}$$

- Poutre transversales :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{148.11 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 527.52} = 0.84 \text{ MPa}$$

- Poutre longitudinales :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{122,66 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 527,52} = 0,80 \text{ MPa}$$

⇒ La contrainte d'adhérence est vérifiée.

➤ **Calcul de la longueur de scellement des barres :**

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.

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \quad \text{Avec} \quad \tau_{su} = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

- Pour  $\Phi 12$  :  $l_s = 42,33 \text{ cm}$ .
- Pour  $\Phi 14$  :  $l_s = 46,38 \text{ cm}$ .
- Pour  $\Phi 16$  :  $l_s = 56,44 \text{ cm}$ .

Les règles du (**Art.6.A.1/ BAEL91 modifié 99**) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la partie encrée, mesurée hors crochet, est au moins égale à  $0,4 l_s$  pour les aciers H.A.

- Pour  $\Phi 12$  :  $l_a = 16,93 \text{ cm}$ .
- Pour  $\Phi 14$  :  $l_a = 19,75 \text{ cm}$ .
- Pour  $\Phi 16$  :  $l_a = 22,58 \text{ cm}$ .

**3) Calcul des armatures transversales : (A.2.12/ BAEL91 modifié 99)**

Le diamètre des armatures transversales est :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l\right) = \min(11,42; 12; 30)$$

Soit  $\phi_t = 10 \text{ mm}$ .

On choisira un cadre et un étrier  $A_t = \mathbf{4HA10} = 3,14 \text{ cm}^2$ .

➤ **Calcul des espacements :**

- **Zone nodale :**  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$

- Poutres principales  $S_t = 10\text{cm}$

- Poutre secondaire  $S_t = 8cm$
- **Zone courante :**  $S_t' \leq \frac{h}{2}$
- Poutre principales  $S_t = 20cm$
- Poutre secondaire  $S_t = 17cm$

### V.2.3. Vérifications à l'ELS :

#### ➤ Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

#### ➤ Etat limite de déformation du béton en compression :

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\sigma_s = K \cdot \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa \quad \text{Avec} \quad \rho_1 = \frac{100 A}{b_0 d}$$

Et à partir des tableaux, on extrait les valeurs de  $\beta_1$  et K.

La contrainte dans l'acier est 
$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

Avec : A : Armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Niveau	M <sub>smax</sub> (KNm)	A <sub>s</sub> ELU	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K	σ <sub>s</sub>	σ <sub>bc</sub>	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
TRSS	111.973	12.06	1.095	0.856	25.65	293.15	11.42	15	vérifiée
7	129.834	12.06	1.095	0.856	25.65	339.91	13.25		
6	132.095	12.06	1.085	0.856	25.65	345.83	13.48		
5	132.096	12.06	1.095	0.856	25.65	345.83	13.48		
4	132.099	12.06	1.095	0.856	25.65	345.84	13.48		
3	132.1	12.06	1.095	0.856	25.65	345.84	13.48		
2	131.03	12.06	1.095	0.856	25.65	196.34	8.05		
1	117.341	12.06	1.095	0.856	25.65	307.20	11.52		
RDC	88.815	12.06	1.095	0.856	25.65	232.52	9.06		

**Tableau V.11 : Vérification du ferrailage des poutres principales aux appuis à l'ELS**

Niveau	$M_{smax}$ (KN.m)	$A_s$ ELU	$\rho_1$	$\beta_1$	K	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
TRSS	51.819	8.01	0.722	0.873	24.37	347.40	14.25	15	vérifiée
7	74.563	8.01	0.722	0.873	24.37	288.18	11.82		
6	72.473	8.01	0.722	0.873	24.37	280.10	11.49		
5	81.853	8.01	0.722	0.873	24.37	316.36	12.98		
4	89.887	8.01	0.722	0.873	24.37	347.40	14.25		
3	86.051	8.01	0.722	0.873	24.37	332.58	13.64		
2	83.03	8.01	0.722	0.873	24.37	320.91	13.16		
1	76.658	8.01	0.722	0.873	24.37	296.28	12.15		
RDC	59.698	8.01	0.722	0.873	24.37	219.13	8.99		

Tableau V.12 : Vérification du ferrailage des poutres principales en travée à l'ELS

Niveau	$M_{smax}$ (KN.m)	$A_s$ ELU	$\rho_1$	$\beta_1$	K	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
TRSS	38.231	12.06	1.095	0.856	25.65	115.72	4.51	15	vérifiée
7	42.931	12.06	1.095	0.856	25.65	129.95	5.06		
6	39.934	12.06	1.095	0.856	25.65	120.88	4.71		
5	36.354	12.06	1.095	0.856	25.65	110.04	4.29		
4	32.796	12.06	1.095	0.856	25.65	99.27	3.87		
3	27.712	12.06	1.095	0.856	25.65	83.88	3.27		
2	22.178	12.06	1.095	0.856	25.65	67.13	2.61		
1	17.712	12.061	1.095	0.856	25.65	53.61	2.09		
RDC	11.767	12.06	1.095	0.856	25.65	35.62	1.38		

Tableau V.13 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires aux appuis à l'ELS

Niveau	$M_{smax}$ (KN.m)	$A_s$ ELU	$\rho_1$	$\beta_1$	K	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
TRSS	25.17	8.01	0.722	0.873	24.37	112.42	4.61	15	vérifiée
7	30.158	8.01	0.722	0.873	24.37	134.77	5.53		
6	29.037	8.01	0.722	0.873	24.37	129.76	5.32		
5	29.927	8.01	0.722	0.873	24.37	133.74	5.48		
4	21.169	8.01	0.722	0.873	24.37	94.60	3.88		
3	17.103	8.01	0.722	0.873	24.37	76.43	3.13		
2	13.069	8.01	0.722	0.873	24.37	58.40	2.39		
1	9.958	8.01	0.722	0.873	24.37	44.50	1.82		
RDC	6.454	8.01	0.722	0.873	24.37	28.84	1.18		

**Tableau V.14 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires en travée à l'ELS**

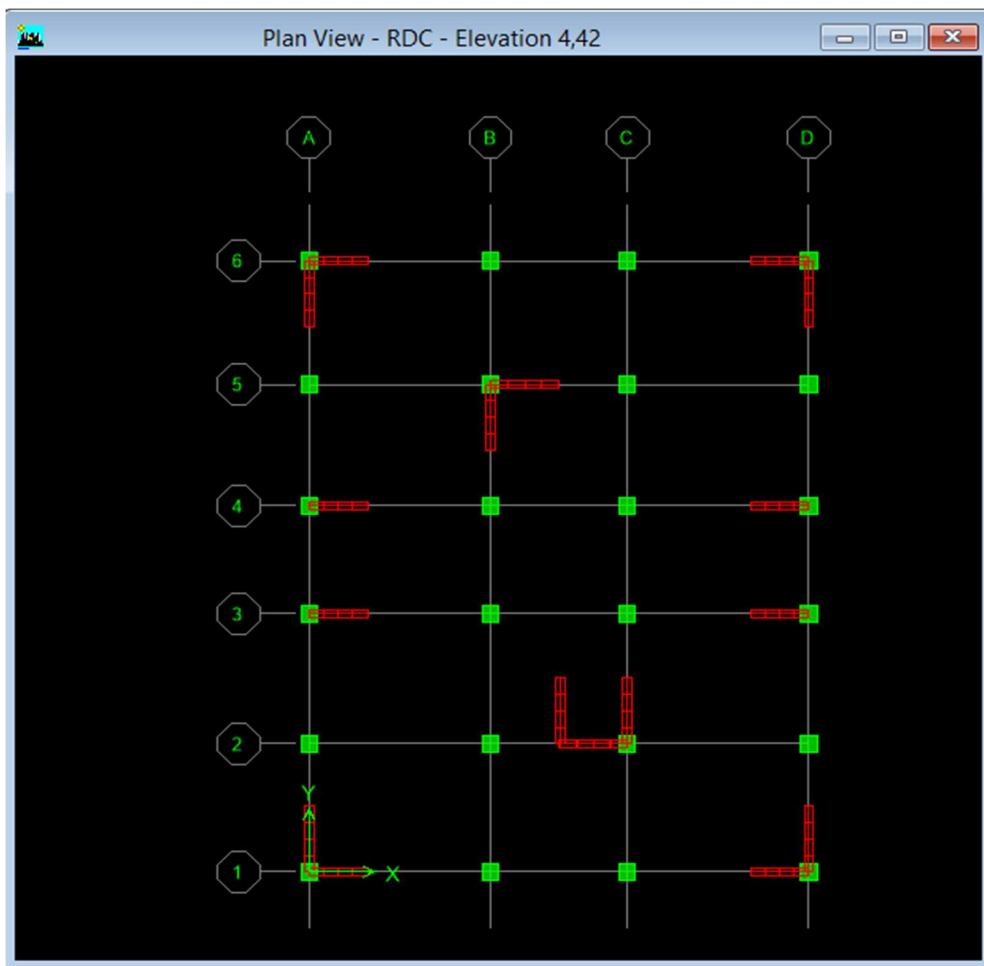
### VI.1. Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à calculer une section sollicitée en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes. Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales ;
- Armatures transversales.

Notre ouvrage comprend (03) types de voiles, que nous allons ferrailer par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau, ceci dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs.

- ✓ Zone I : RDC/2<sup>ème</sup> étage
- ✓ Zone II : 3<sup>ème</sup>/5<sup>ème</sup>.
- ✓ Zone III : 6<sup>ème</sup> au 8<sup>ème</sup> étage.



Fg VI.1. Disposition des voiles

**VI.2. Combinaisons d'actions :**

Les combinaisons d'action sismique et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$G+Q\pm E \quad \text{Selon le RPA 99 modifié 2003} \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \\ 0,8G\pm E \end{array} \right.$$

**1) Exposé de la méthode :**

La méthode des tronçons consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations les plus défavorables en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec : B : Section du voile B=e×L.

I : Inertie du voile

V, V' : Bras de levier (V=V'=L<sub>voile</sub>/2).

Le calcul se fera pour des bandes verticales de longueur d

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3} \right\} \dots\dots\dots \text{Art (7.7.4.RPA99)}$$

Avec :

- L<sub>c</sub>: Longueur de la zone comprimée.
- h<sub>e</sub>: Hauteur d'étage.
- Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

**2) Armatures verticales**

Selon les contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimée (S.E.C).
- Section partiellement comprimée (S.P.C).
- Section entièrement tendue (S.E.T).

▪ **section entièrement comprimée (S.E.C)**

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

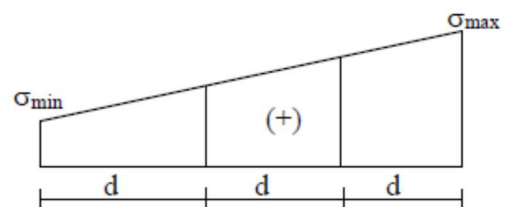
e : épaisseur du voile.

La section d'armature est calculée comme suit :

$$A_{v1} = \frac{N_1 - B \cdot f_{bc}}{\bar{\sigma}_{st}}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2 - B \cdot f_{bc}}{\bar{\sigma}_{st}}$$

Avec : A<sub>v1</sub>, A<sub>v2</sub> : section d'armatures verticales.



$$\text{Situation accidentelle : } \begin{cases} \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \\ f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_s} = \frac{0,85 \times 25}{1} = 21,25 \text{ MPa} \end{cases}$$

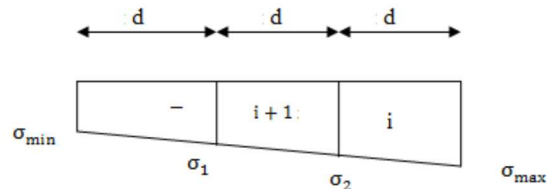
**Section entièrement tendue (S.E.T)**

- Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_i}{\sigma_s(2\text{‰})} \text{ avec } \sigma_s(2\text{‰}) = 348 \text{ MPa}$$

- Armatures minimales :

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{B \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B \right\}$$



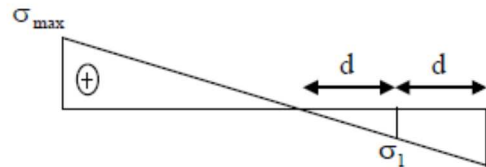
▪ **Section partiellement comprimée (S.P.C)**

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e \quad \text{Avec : } \sigma_1 = \frac{(L_t - d) \times \sigma_{min}}{L_t}$$

- Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s(2\text{‰})}$$



Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

▪ **Exigence du RPA 2003(article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courantes 0,10 %

**3) Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 φ. La section d'armature est donnée comme suit :

• **Selon le RPA 99 version 2003 :**

Globalement dans la section du voile  $A_H = 0.15 \% B$ .

En zone courante  $A_H = 0.10 \% B$ .

• **Selon le BAEL 91 modifiée 99 :**

$$A_H \geq \frac{A_v}{4}$$

Avec :

B : section du béton.

$A_v$  : section d'armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

#### 4) Armatures transversales

Ce sont généralement des épingles reliant les deux nappes d'armatures verticales dont leurs rôles est d'empêcher le flambement de ces derniers. D'après le RPA 99/ version 2003, les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. On opte pour 4 épingles HA8 par mètre carré.

#### 5) Armatures de coutures (art 7.7.4.3 R.P.A 99 version 2003)

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 :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} \text{ Avec } V = 1,4T$$

T : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

#### 6) Armatures du potelet

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

La section totale d'armatures de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu qui est équivalent à 4HA10 (selon le RPA 99/2003).

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

#### 7) Dispositions constructives

- Espacement constructive:

L'espacement des armatures horizontales et verticales doit être :

$St \leq \min 1.5 e; 30 \text{ cm}$  ..... (Art 7.7.4.3 RPA99/2003).

Avec :

e : épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la Longueur de voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

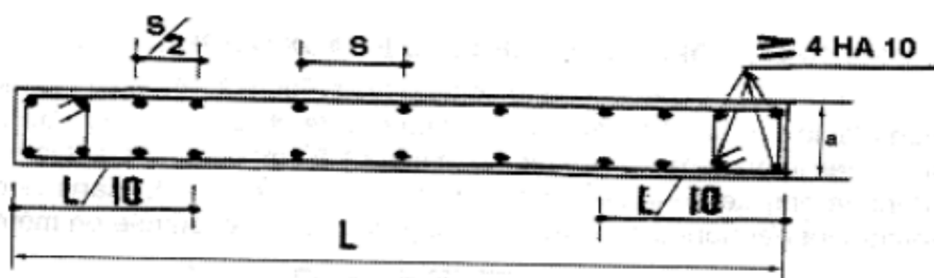


Fig.VI.2.Disposition des armatures verticales du voile.

#### Longueur de recouvrement (Art 7.7.4.3 RPA99/2003).

La longueur de recouvrement doit être égale à :

- 40  $\phi$  : pour les armatures situées dans les zones où le signe des efforts est réversible.
- 20  $\phi$  : pour les barres situées dans les zones comprimées.

Diamètre maximal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (excepté les armatures des potelets) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Pour les voiles d'épaisseur  $e = 20$  cm :  $\Phi_{max} = \frac{200}{10} = 20mm$

**VI.3. Vérifications à L'ELS**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

Avec :

$N_s = G + Q$  (Effort normale de service).

B : section du béton.

A =  $A_v$  : section d'armatures adoptées.

**1. Vérification de la contrainte au cisaillement**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée à :

- **Selon le RPA 99/ version 2003**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 MPa$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

h : hauteur utile ( $d=0,9h$ )

h : hauteur total de la section brute.

- **Selon le BAEL 91/modifiée99**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 MPa \right\} = 3,26 MPa$$

**2) Exemple de calcul**

Soit à calculer le ferraillage du voile VL2 de la zone (III) une :

Caractéristiques géométriques

$L = 1.7$  m ,  $e = 25$ cm ,  $B = 0,425$  m<sup>2</sup>

Sollicitations de calcul

$$\sigma_{max} = 8322.25 KN/m^2$$

$$\sigma_{min} = -9952.99 KN/m^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée.

Largeur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L = 0,77 m$$

Largeur de la zone tendue

$$L_t = L - L_c = 0.93m$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d) avec :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3} \right) = 0,62m$$

**a) Calcul des armatures**

1) Armatures verticales :

**1<sup>er</sup> tronçon :**

$$\sigma_1 = \sigma_{min} \times \frac{(L_t - d)}{L_t} = 4976.495/m^2$$

$$N_1 = \left( \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \right) d.e = 863.90KN$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st1}} = \frac{863.90}{34,8} = 21.6cm^2$$

2<sup>eme</sup> tronçon :

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} . d.e = 287.97KN$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st2}} = \frac{287.97}{34,8} = 7.20cm^2$$

- Section d'acier/nappe/bande

$$\text{Bande 1 : } \frac{A_{v1}}{2} = 10.8cm^2$$

$$\text{Bande 2 : } \frac{A_{v2}}{2} = 3.6cm^2$$

- Armatures de coutures

$$A_{vj} = 1,1 \times 1,4 \times \frac{V_u \times 10}{f_e} = 7.26cm^2$$

- Armatures totales :

$$\text{Bande 1 : } A1 = \frac{A_{vj}}{4} + A_{v1} = \frac{7.26}{4} + 21.6 = 23.415cm^2 \quad \text{on adopte } 2X6HA16 = 24.23cm^2$$

$$\text{Bande 2 : } A2 = \frac{A_{vj}}{4} + A_{v2} = \frac{7.26}{4} + 7.2 = 9.015cm^2 \quad \text{on adopte } 6HA14 = 9.24 cm^2$$

- Vérifications

Pourcentage minimale d'armatures verticales dans le voile est de :

$$A_{min} = \max \left( 0,002B_t; \frac{B_t \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,23B \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \left. \vphantom{A_{min}} \right\} \Rightarrow A_{min} = 22.31 cm^2$$

$$A_{min} = \max(8.5cm^2; 22.31cm^2; 5.13) \Rightarrow$$

2) Armatures horizontales (Art 7.7.4.1 RPA99/2003)

$$A_h \geq \max \left( \frac{A_v}{4}; 0,15\%B \right) = \max \left( \frac{10.05+10.05}{4}; 6.375 \right) = 6.375 cm^2 \text{ Soit } 6HA12 = 6.79 cm^2$$

3) Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles en HA8 au m<sup>2</sup>.

$$\text{Le diamètre maximal (RPA Art.7.7.4.3) : } \phi \leq \frac{e}{10} = \frac{200}{10} = 20mm$$

$$\text{Espacement : } S_t \leq \min(1,5e; 30cm) = 30cm$$

**b) Vérification des contraintes**

D'après le **BAEL91/99**

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 MPa \right) = \min(3,26MPa; 4MPa) = 3,26MPa \quad (\text{La fissuration est préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{188.6 \times 10^3}{0,9 \times 2210 \times 250} = 0.37MPa \leq \bar{\tau}_u = 3,26 MPa$$

Selon le **RPA**

$$\tau_b = \frac{1,4V_u}{d.e} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5MPa$$

Avec :

e : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile (d = 0.9 h).

h : Hauteur totale de la section brute.

**c) Vérification à l'ELS**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$N_s = 1045.77 \text{ KN}$

$B = 0,425\text{m}^2$

$A = 24.23\text{cm}^2$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15.A} = \frac{1045.77 \times 10^3}{0,425 \times 10^6 + 15 \times 2423} = 2,26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats pour les autres voiles sont donnés dans les tableaux suivants :

**VI.4. Ferraillage des voiles longitudinales**

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,40	0,40	0,40
	hauteur etage (m)		4,42	3,06	3,06
	L (m)		1,70	1,70	1,70
	e (m)		0,25	0,25	0,25
	B (m <sup>2</sup> )		0,425	0,425	0,425
	He		4,420	3,060	3,060
	h		4,02	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T(kN)		188,600	185,700	157,290
	N <sub>ser</sub> (kN)		1045,77	717,55	381,06
	Vu (kN)		264,040	259,980	220,206
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		8322,250	7480,600	3571,910
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		9952,990	9526,430	5282,230
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		0,77	0,75	0,69
	L <sub>t</sub>		0,93	0,95	1,01
	d		0,52	0,50	0,46
	d <sub>adopté</sub>		0,46	0,48	0,46
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		0,46	0,48	0,56
	$\sigma_1$		4976,495	4763,215	2900,957
	N <sub>1</sub>		863,90	850,46	467,68
	N <sub>2</sub>		287,97	283,49	201,97
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		21,60	21,26	11,69
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		7,20	7,09	5,05
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		7,26	7,15	6,06
	A'v1/bande/nappe		23,41	23,05	13,21
	A'v2/bande/nappe		9,01	8,87	6,56
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		6,77	6,54	6,00
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		24,23	15,39	13,57
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		9,24	9,24	6,79
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	6HA16+6HA16	6HA16+6HA16	6HA12+6HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	6HA14	6HA14	6HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	19	19	19
Armatu res horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		6,38	6,38	6,38
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		6,79	6,79	6,79
	choix de la section		6HA12	6HA12	6H12
Armatu res transversales	Espacement st(cm)		20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Véification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	T <sub>b</sub>	0,690	0,680	0,576
		T <sub>u</sub>	0,493	0,485	0,411
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	2,267	1,601	0,856

TABLEAU VL1

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,40	0,40	0,40
	hauteur etage (m)		4,42	3,06	3,06
	L (m)		2,00	2,00	2,00
	e (m)		0,25	0,25	0,25
	B (m <sup>2</sup> )		0,5	0,5	0,5
	He		4,420	3,060	3,060
	h		4,02	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T(kN)		351,070	248,180	132,600
	N <sub>ser</sub> (kN)		1341,29	921,90	484,05
	Vu (kN)		491,498	347,452	185,640
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		4624,260	2017,180	1582,760
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		9684,560	4624,180	4254,910
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		0,65	0,61	0,54
	L <sub>t</sub>		1,35	1,39	1,46
	d		0,43	0,40	0,36
	d <sub>adopté</sub>		0,43	0,40	0,36
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		0,92	0,99	1,10
	$\sigma_1$		6601,720	3279,393	3199,737
	N <sub>1</sub>		877,22	400,09	336,86
	N <sub>2</sub>		761,47	404,83	438,46
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		21,93	10,00	8,42
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		19,04	10,12	10,96
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		13,52	9,55	5,11
	A <sup>v</sup> 1/bande/nappe		25,31	12,39	9,70
	A <sup>v</sup> 2/bande/nappe		22,42	12,51	12,24
armatures horizontales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		5,66	5,32	4,74
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A <sup>v</sup> 1 adopté (cm <sup>2</sup> )		25,76	13,35	11,31
	A <sup>v</sup> 2 adopté (cm <sup>2</sup> )		25,13	16,08	12,32
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	5HA20+5HA16	5HA14+5HA12	5HA12+5HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	8HA20	8HA16	8HA14
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	9
		Bande 2	16	15	14
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		7,50	7,50	7,50
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		7,7	7,7	7,7
	choix de la section		5HA14	5HA14	5HA14
	Espacement st(cm)		25	25	25
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Véification des constructions	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	T <sub>b</sub>	1,092	0,772	0,413
	2,26 Mpa	T <sub>u</sub>	0,780	0,552	0,295
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	2,490	1,759	0,934

**TABLEAU VL2**

	Zone	I	II	III	
Caractéristiques géométriques	hpoutre(m)	0,40	0,40	0,40	
	hauteur etage (m)	4,42	3,06	3,06	
	L (m)	2,00	2,00	2,00	
	e (m)	0,25	0,25	0,25	
	B (m <sup>2</sup> )	0,5	0,5	0,5	
	He	4,420	3,060	3,060	
	h	4,02	2,66	2,66	
	Solicitation de calcul	T(kN)	262,080	188,860	118,120
N <sub>ser</sub> (kN)		1288,34	943,49	515,02	
Vu (kN)		366,912	264,404	165,368	
σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		5781,930	2151,830	2139,140	
σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		9241,190	4608,540	3900,110	
σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00	
L <sub>c</sub>		0,77	0,64	0,71	
L <sub>t</sub>		1,23	1,36	1,29	
d		0,51	0,42	0,47	
d <sub>adopté</sub>		0,51	0,42	0,47	
d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		0,72	0,94	0,82	
σ <sub>1</sub>		5386,570	3173,987	2474,017	
N <sub>1</sub>		938,29	412,86	376,29	
N <sub>2</sub>		482,84	372,55	253,37	
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	23,46	10,32	9,41	
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	12,07	9,31	6,33	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	10,09	7,27	4,55	
	A'v1/bande/nappe	25,98	12,14	10,54	
	A'v2/bande/nappe	14,59	11,13	7,47	
armatures mini males	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )	6,74	5,57	6,20	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )	28,09	13,57	11,55	
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )	16,08	12,32	9,05	
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	6HA20+6HA14	6HA12+6HA12	6HA12+6HA10
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	8HA16	8HA14	8HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	8	9
	Bande 2	24	30	28	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )	7,50	7,50	7,50	
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )	7,7	7,7	7,7	
	choix de la section	5HA14	5HA14	5HA14	
Armatures transversales	Espacement st(cm)	25	25	25	
	At adoptées	4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
Vérfication des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	T <sub>b</sub>	0,815	0,588	0,367
	2,26 Mpa	T <sub>u</sub>	0,582	0,420	0,262
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ <sub>bc</sub>	2,376	1,813	0,996

**TABLEAU VI**

**Introduction :**

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure.

En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol) ;
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Le type d'ouvrage à construire ;
- Les caractéristiques du sol support ;
- La nature et l'homogénéité du béton sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La charge totale transmise au sol ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation ;
- Le type de la structure.

**.1. Choix du type de fondations :**

Le type de fondations est choisi essentiellement selon les paramètres suivants :

- La résistance du sol ;
- Le tassement du sol ;
- Le mode constructif de la structure.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité);
- Facilité d'exécution (coffrage);
- Economie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles filantes et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement, on adoptera le type de semelle convenable.

L'étude géologique du site a donné une contrainte admissible de 2 bars.

**VII.1.1. Dimensionnement :**

**a) Semelle isolée :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

**Homothétie des dimensions :**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

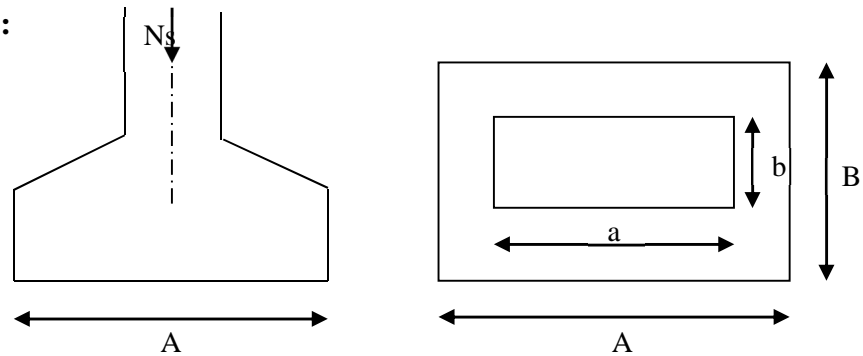


Figure VII.1 : Dimensions d'une fondation

**Exemple de calcul :**

$$N_{ser} = 1422.43 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 2.66 \text{ m}$$

**Remarque :**

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

**b) Semelles filantes :**

**1. Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \quad \Rightarrow \quad \frac{G+Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \quad \Rightarrow \quad B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

$B$  : Largeur de la semelle.

$L$  : Longueur de la semelle.

$G$  : Charge permanente revenant au voile considéré.

$Q$  : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.

$\sigma_{sol}$  : contrainte admissible du sol. ( $\sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$ )

Les résultats du calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ Sens longitudinal :

Voile	$N_s$ (KN)	$L$ (m)	$B$ (m)	$S$ (m <sup>2</sup> ) = $B \times L$
V <sub>L1</sub>	757.33	1.70	2.23	8 x 3.80
V <sub>L2</sub>	990.02	2.00	2.47	2 x 4.95
<b>Somme</b>				<b>40.3</b>

**Tableau VII.1 : Surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux**

➤ Sens transversal :

Voile	$N_s$ (KN)	$L$ (m)	$B$ (m)	$S$ (m <sup>2</sup> ) = $B \times L$
V <sub>T1</sub>	990.02	2.00	2.47	7 x 4.95
<b>Somme</b>				<b>34.65</b>

**Tableau VII.2 : Surface de la semelle filante sous voiles transversaux**

$$\Rightarrow S_v = \sum S_i = 74.95 \text{ m}^2$$

## 2. Semelles filantes sous poteaux :

➤ **Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide et engendre une répartition linéaire de contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

➤ **Étapes de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum N_i$$

- Détermination de coordonnée de la résultante  $R$  :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$$e \leq \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

- Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

- Détermination de la hauteur de la semelle.
- Calcul de l'effort tranchant le long de la semelle.
- Calcul du moment fléchissant le long de la semelle.
- Calcul de la semelle comme une poutre continue devant résister aux efforts tranchants et aux moments fléchissant.
- Calcul de la semelle dans le sens transversal.

➤ Exemple de calcul :

**Charges transmises par le portique :**

Poteaux	N <sub>s</sub> = G + Q (KN)	e <sub>i</sub> (m)	N.e <sub>i</sub> (KN.m)	M <sub>i</sub> (KN.m)
1	705.60	7.30	5150.88	5.480
2	1422.43	2.00	2844.86	3.505
3	1404.89	-2.00	-2809.78	-4.708
4	723.28	-7.30	-5279.95	-6.476
$\sum N_s = 4256.20$				

**Tableau VII.3 : Détermination de la résultante des charges**

1) Détermination de la charge totale transmise par les poteaux :

$$\sum N_s = 4256.20 \text{ KN}$$

2) Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle :

$$e = \frac{\sum (N_s \cdot e_i) + \sum M_i}{\sum N_s} \quad \Rightarrow \quad e = -0.023 \text{ m.}$$

3) Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = -0.023 < \frac{L}{6} = \frac{15}{6} = 2.5 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{4256.2}{15} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.023}{15}\right) = 286.35 \text{ KN / ml}$$

$$q_{\max} = \frac{4256.2}{15} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.023}{15}\right) = 281.13 \text{ KN / ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{4256.2}{15} + \left(1 + \frac{3 \times 0.023}{15}\right) = 285.05 \text{ KN / ml}$$

#### 4) Détermination de la longueur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{285.05}{200} = 1.42 \text{ m} \quad \Rightarrow B = 1.5 \text{ m}$$

$$S = B \times L = 1.5 \times 15 = 22.5 \text{ m}^2$$

Ainsi, on aura une surface totale de la semelle filante de:

$$S_T = n \times S_s + S_v$$

Avec:

$n$  : nombre de portiques dans le sens transversal.

$$S_T = 6 \times 22.5 + 74.95 = 209.95 \text{ m}^2$$

#### Remarque :

$$S_{bat} = 331.5 \text{ m}^2.$$

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$\frac{S_{semelles}}{S_{batiment}} = \frac{209.95}{331.5} = 0.63$$

⇒ La surface totale des semelles représente 63 % de la surface du bâtiment.

#### Conclusion :

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes, ce qui induit leur chevauchement, de plus, la surface totale de ces dernières dépasse 50 % de la surface de la structure (l'assise).

Donc, on opte pour un radier général qui offrira :

- Une facilité de coffrage ;
- Une rapidité d'exécution ;
- Présentera une grande rigidité.

## VII.2. Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

### 1) Pré-dimensionnement du radier :

#### ➤ Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \Rightarrow \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique ;

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40 \text{ MPa}$  pour un sol moyen ;

$I$  : L'inertie de la section du radier;

$E$  : Module de déformation longitudinale différée :  $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$

$L_{\max}$  : Portée maximale ( $L_{\max} = 5.30 \text{ m}$ ).

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 5.3}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 1.1 \text{ m}$$

On opte pour  $h = 1.2 \text{ m}$ .

#### ➤ Dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad (\text{Avec un minimum de } 25 \text{ cm}).$$

$$h_d \geq \frac{530}{20} = 26.5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Soit : } h_d = 30 \text{ cm}.$$

- Largeur de la nervure

$$0,4h \leq b_n \leq 0,7h$$

$$48 \leq b_n \leq 84 \quad \implies \quad \text{On prend } b_n = 55\text{cm}$$

➤ **Nervure (poutre) :**

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{530}{10} = 53\text{cm} \quad \text{Soit : } h_n = 70 \text{ cm.}$$

**Remarque :**

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h_n = 120 \text{ cm}$  ..... Nervure

$h_d = 30 \text{ cm}$  ..... Dalle

$b = 55 \text{ cm}$  ..... Largeur de la nervure

**2) Détermination des efforts :**

Sachant que  $S_{bat} = 331.5 \text{ m}^2$

Les charges dues à la superstructure sont :

**Charge permanente :**  $G_{bat} = 32343.42 \text{ KN.}$

**Surcharge d'exploitation :**  $Q_{bat} = 4579.36 \text{ KN.}$

$$ELU : N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 50832.657 \text{ KN}$$

$$ELS : N_s = G + Q = 37122.78 \text{ KN}$$

**3) Calcul de la surface du radier :**

$$A \text{ l'ELU: } S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{2 \times \sigma_{SOL}} = \frac{50832.657}{2 \times 200} = 127.08 \text{ m}^2$$

$$A \text{ l'ELS: } S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{37122.78}{200} = 185.61 \text{ m}^2$$

$$D'où : S_{rad} = \max(S_{nec}^{ELU} ; S_{nec}^{ELS}) = 185.61 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 331.50 \text{ m}^2 > S_{rad} = 185.61 \text{ m}^2$$

**Remarque :**

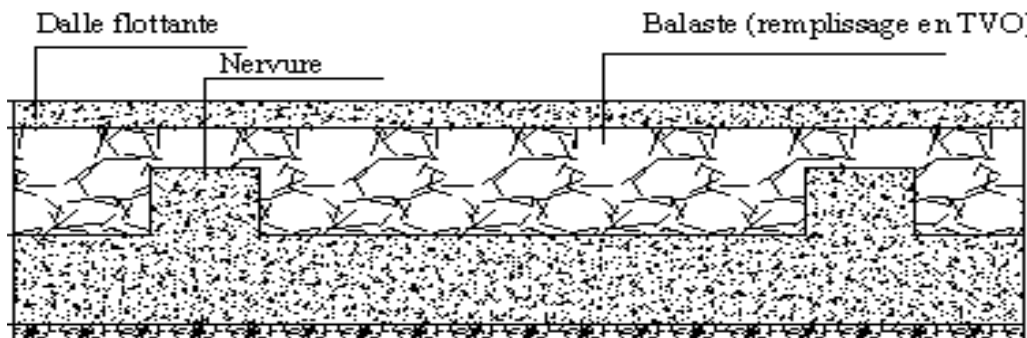
On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous impose le BAEL, et qui sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{120}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 60 \text{ cm} ; \text{ Soit : } L_{deb} = 80 \text{ cm}.$$

➤ **Donc la surface totale du radier :**

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 331.5 + 0.8 (22.1+15) \times 2 = 390.86 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = 390.86 \text{ m}^2.$$

**4) Calcul des sollicitations à la base du radier :**

**Figure VII.2 : Coupe verticale du radier**

➤ **Charges permanentes :**

- **Poids du bâtiment :**  $P_{bat} = 33259.29 \text{ KN}$ .

- **Poids du radier :**

$P_{rad} = \text{Poids de la dalle} + \text{Poids de la nervure} + \text{Poids de (T.V.O)} + \text{Poids de la dalle flottante}.$

$$\text{Poids de la dalle : } g_1 = 390.86 \times 0.3 \times 25 = 2931.45 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des nervures : } g_2 = (1.2 - 0.3) \times 0.55 \times 15 \times 6 \times 25 = 1113.75 \text{ KN}$$

$$\text{Poids du TVO : } g_3 = [(1.2 - 0.3) \times 390.86 - 22.10] \times 25 = 8241.85 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de la dalle flottante : } g_4 = 390.86 \times 0.1 \times 25 = 977.15 \text{ KN}$$

$$P_{rad} = g_1 + g_2 + g_3 + g_4 = 13264.2 \text{ KN}$$

➤ **Charge permanente apportée sur le radier  $G_{tot}$  :**

$$G_{tot} = P_{(superstructure)} + P_{(infrastructure)}$$

$$G_{tot} = 33259.29 + 13264.2 = 46523.49 \text{ KN}$$

➤ **Surcharges d'exploitation :**

**Surcharge du bâtiment :**  $Q_{bat} = 4579.36 \text{ KN}$

**Surcharge du radier :**  $Q_{rad} = 2.5 \times 390.86 = 977.15 \text{ KN}$

➤ **Surcharge totale :**  $Q_{tot} = 5556.51 \text{ KN}$

**5) Combinaison d'actions :**

A l'ELU :  $N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = (1.35 \times 46523.49) + (1.5 \times 5556.51) = 71141.47 \text{ KN}$

A l'ELS :  $N_u = G + Q = 46523.49 + 5556.51 = 52080 \text{ KN}$

**6) Détermination de la surface nécessaire du radier :**

A l'ELU :  $S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{2 \times \sigma_{SOL}} = \frac{71141.47}{2 \times 200} = 177.85 \text{ m}^2$

A l'ELS :  $S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{52080}{200} = 260.4 \text{ m}^2$

$S_{rad} = 390.86 \text{ m}^2 > \max(S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}) = 260.4 \text{ m}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée

**Vérifications :**

**a) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$b = 1 \text{ m}; \quad d = 0.9 \times h_d = 0.9 \times 0.3 = 0.27 \text{ m}$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{71141.47 \times 1}{390.86} \times \frac{5.30}{2} = 482.33 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{482.33 \times 10^{-3}}{0.27 \times 1} = 1.78 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.78 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Vérification de la stabilité du radier :**

➤ **Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1.5 \times 10 \times 1.3 \times 390.86 = 7621.77 \text{ KN}$$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier,

$\alpha$  : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement  $\alpha = 1.5$ ,

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ ),

Z : profondeur de l'infrastructure ( $h = 1.3 \text{ m}$ ),

$$P = 33259.29 \text{ KN} > 7621.77 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Pas de risque de soulèvement de la structure.}$$

➤ **Calcul du centre de gravité du radier :**

La géométrie de radier qui est rectangulaire et symétrique par rapport aux deux axes :

$$X_G = \frac{\text{Longueur}}{2} = \frac{15}{2} = 7.5 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\text{Longueur}}{2} = \frac{18.7}{2} = 9.35 \text{ m}$$

**Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{15 \times 17.8^3}{12} = 8174.00 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{17.8 \times 15^3}{12} = 5006.25 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 h$$

Avec :

$M_0$  : moment sismique à la base de la structure,

$T_0$  : Effort tranchant à la base de la structure,

$h$  : profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

**ELU :**  $\sigma_m \leq 2\sigma_{sol}$

**ELS :**  $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad , 2\sigma_{sol} = 400 \text{ KN/m}^2$$

Avec : 
$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M V}{I}$$

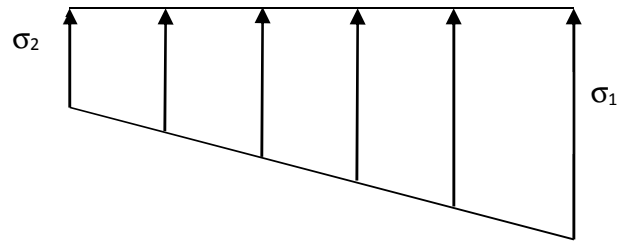


Figure VII.3 : Diagramme des contraintes

**Calcul des moments :**

$$M_x = 35844,083 + (1807,3 \times 1.2) = 38012.84 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 34017,878 + (1727,54 \times 1.2) = 36090.92 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens longitudinal :**

**A'ELU :**  $M_x = 38012.84 \text{ KN.m}$  ,  $N_u = 71141.47 \text{ KN}$ .

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{71141.47}{390.86} + \frac{38012.84}{5006.25} \times 9.35 = 253.00 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{71141.47}{390.86} - \frac{38012.84}{5006.25} \times 9.35 = 111.01 \text{ KN/m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 253.00) + 111.01}{4} = 217.50 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad 2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 200 = 400 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 217.50 \text{ KN/m}^2 < 2\sigma_{sol} = 400 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**A'ELS:**  $M_x = 38012.84 \text{ KN.m}$ ,  $N_s = 52080 \text{ KN}$ .

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{52080}{390.86} + \frac{38012.84}{5006.25} \times 9.35 = 204.23 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{52080}{390.86} - \frac{38012.84}{5006.25} \times 9.35 = 62.24 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 204.23) + 62.24}{4} = 168.73 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 168.37 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal :**

**A'ELU:**  $M_y = 36090.32 \text{ KN.m}$ ,  $N_u = 71141.47 \text{ KN}$ .

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{71141.47}{390.86} + \frac{36090.32}{8174.00} \times 7.5 = 215.12 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{71141.47}{390.86} - \frac{36090.32}{8174.00} \times 7.5 = 148.89 \text{ KN/m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 215.12) + 148.98}{4} = 198.58 \text{ KN/m}^2 ; 2 \cdot \sigma_{sol} = 2 \times 200 = 400 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 198.58 \text{ KN/m}^2 < 2 \cdot \sigma_{sol} = 400 \text{ KN/m}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

**A'ELS :**  $M_y = 36090.32 \text{ KN.m}$ ,  $N_s = 52080 \text{ KN}$ .

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{52080}{390.86} + \frac{36090.32}{8174.00} \times 7.5 = 166.35 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{52080}{390.86} - \frac{36090.32}{8174.00} \times 7.5 = 100.13 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 166.35) + 100.13}{4} = 149.79 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 149.79 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	ELU			ELS			OBS
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ (KN/m <sup>2</sup> )	
<b>X-X</b>	253.00	111.01	217.50	204.23	62.24	168.37	vérifiée
<b>Y-Y</b>	215.12	148.89	198.58	166.35	100.13	149.79	vérifiée

**Tableau VII.4 : vérification des contraintes**

**c) Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2 4 BAEL91)**

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite

On doit vérifier que :

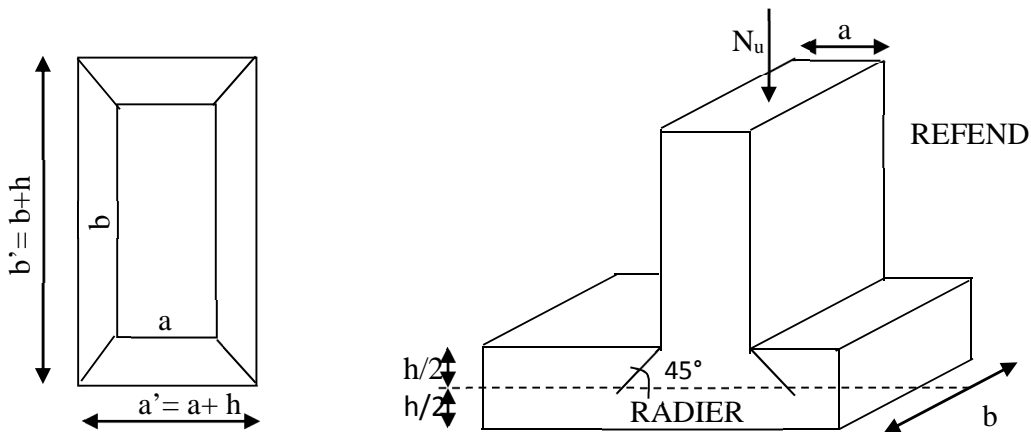
$$N_u \leq \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$\mu_c$  : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier,

$N_u$  : charge de calcul à l'ELU.

$h$ : épaisseur totale du radier.



**Figure VII.4 : Périmètre utile des voiles et des poteaux**

➤ **Vérification pour le poteau le plus sollicité :**

$$U_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.50 + 0.50 + 2 \times 1.2) \times 2 = 6.8m$$

$$N_u = 1422.43 \text{ KN} \leq \frac{0.07 \times 6.8 \times 1.2 \times 25 \times 1000}{1.5} = 9520 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification pour le voile le plus sollicité :**

On considère une bande de 1ml du voile :

$$U_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.25 + 1 + 2 \times 1.2) \times 2 = 7.3m$$

$$N_u = 990.02KN \leq \frac{0.07 \times 7.3 \times 1.2 \times 25 \times 1000}{1.5} = 10220KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**VII.5. Ferrailage du radier :**

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis.

**a) Ferrailage du panneau encastré sur 04 appuis :**

On distingue deux cas : selon  $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$  avec  $L_x < L_y$

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

Si  $\alpha \leq 0.4 \Rightarrow$  Flexion longitudinale négligeable (le panneau travaille dans un seul sens).

$$M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} ; \text{ et } M_{0y} = 0$$

**2<sup>eme</sup> cas :**

$0.4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$  Les flexions interviennent (le panneau travaille dans les deux sens)

**Moments fléchissant :**

Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

**b) Identification du panneau le plus sollicité :**

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale  $\sigma_m^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Avec :

$$A \text{ l'ELU : } \sigma_m^{\max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(217.50; 198.58) = 217.50KN / m^2$$

A l'ELS :  $\sigma_m^{\max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(168.37; 149.79) = 168.37 \text{ KN / m}^2$

D'où :

E.L.U :  $q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 217.50 - \frac{13264.2}{390.86} = 183.56 \text{ KN / m}^2$

E.L.S :  $q_s = \sigma_M - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 168.37 - \frac{13264.2}{390.86} = 134.43 \text{ KN / m}^2$

**X.5.1. Ferrailage de la dalle :**

**a) Identification du panneau le plus sollicité :**

**Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :  $\begin{cases} l_x = 5.3m \\ l_y = 4.0m \end{cases}$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.00}{5.3} = 0.75$

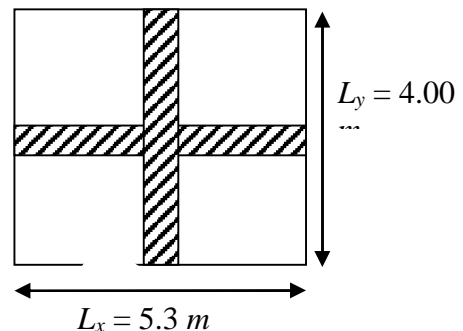
$0.4 \leq \rho = 0.75 \leq 1$

La dalle travaille en flexion dans les deux sens.

➤ **Calcul des sollicitations :**

On a :  $\rho = 0.75$

A l'ELU :  $\begin{cases} \mu_x = 0.0622 \\ \mu_y = 0.509 \end{cases}$       A l'ELS :  $\begin{cases} \mu_x = 0.0658 \\ \mu_y = 0.644 \end{cases}$



➤ **Moments fléchissant :**

Suivant (x-x) :  $M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$

Suivant (y-y) :  $M_y = \mu_y \times M_x$

**b) Calcul à l'ELU :**

$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0622 \times 183.56 \times (4)^2 = 182.67 \text{ KN.m}$

$M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0.509 \times 182.67 = 92.97 \text{ KN.m}$

**Remarque :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0,5 aux appuis et 0,75 en travée.

➤ **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 182.67 = 137.00 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 0.75 \times 92.97 = 69.72 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = 0.5 \times M_{0x} = 0.5 \times 182.67 = 91.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 92.97 = 46.48 \text{ KN.m}$$

**c) Ferrailage :**

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 30 \text{ cm}$  ;

➤ **Sections minimales :****Sens de la petite portée ( $I_x$ ) :**

$$\omega_x = \frac{A_x}{bh} \geq \omega_0 \left( \frac{3 - \rho_x}{2} \right) \quad \text{Avec :}$$

Pour HA FeE400 :  $\omega_0 = 0.8\%$

$$A_x \geq \omega_0 \left( \frac{3 - \rho_x}{2} \right) bh$$

$$A_x^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0.75}{2} = 2.7 \text{ cm}^2$$

➤ **Sens de la grande portée ( $I_y$ ) :**

$$\omega_y = \frac{A_y}{bh} \geq \omega_0 \Rightarrow A_y^{\min} \geq \omega_0 bh$$

$$A_y^{\min} \geq 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage aux appuis :**

**Sens x-x :**

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} \quad A_x^a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{91.33 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.098 < 0.392 \quad \Rightarrow \quad SSA$$

$$A_x^a = \frac{91.33 \times 10^3}{0.948 \times 27 \times 348} = 10.25 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_x^a = 6HA16 = 12.06 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de  $17 \text{ cm} < \min \{3 h ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**Sens y-y :**

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b d^2 f_{bc}} \quad A_y^a = \frac{M_y^a}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{46.48 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.044 < 0.392 \quad \Rightarrow \quad SSA$$

$$A_y^a = \frac{46.48 \times 10^3}{0.978 \times 27 \times 348} = 5.05 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_y^a = 4HA14 = 6.15 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de  $25 \text{ cm} < \min \{4 h ; 45 \text{ cm}\} \Rightarrow$  Vérifiée.

➤ **Ferraillage en travées :**

**Sens x-x :**

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b d^2 f_{bc}} \quad A_x^t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{137.00 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.132 < 0.392 \quad \Rightarrow \quad SSA$$

$$A_x^t = \frac{137.00 \times 10^3}{0.929 \times 27 \times 348} = 15.69 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_x^t = 6HA20 = 18.84 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de  $17 \text{ cm} < \min \{3 h ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**Sens y-y :**

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bc}} \quad A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{69.72 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.068 < 0.392 \quad \Rightarrow \quad SSA$$

$$A_y^t = \frac{69.72 \times 10^3}{0.965 \times 27 \times 348} = 7.68 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_y^t = 4HA16 = 8.04 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de  $25 \text{ cm} < \min \{4 h ; 45 \text{ cm}\} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**Tableau récapitulatif :**

Sens		$M_u$	$\mu_b$	$\mu_l$	OBS	$\beta$	$A_{cal}$	$A_{min}$	$A_s$	$A_{adoptée}$	$S_t$
X-X	Appuis	91.33	0.098		SSA	0.948	10.25	2.7	12.06	<b>6HA16</b>	17
	ELU Travée	137.00	0.132		SSA	0.929	15.69	2.7	18.84	<b>6HA20</b>	17
Y-Y	Appuis	46.48	0.044	0.392	SSA	0.978	5.05	2.4	6.15	<b>4HA14</b>	25
	ELU Travée	69.72	0.068		SSA	0.965	7.68	2.4	8.04	<b>4HA16</b>	25

**Tableau VII.5 : Tableau récapitulatif des sections d'armatures de la dalle**

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

Il faut vérifier que :  $A_s \geq A_{min}$

Sens		$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	Observation
X-X	Appuis	12.06		<b>Condition vérifiée</b>
	ELU Travée	18.84	2.7	<b>Condition vérifiée</b>
Y-Y	Appuis	6.15		<b>Condition vérifiée</b>
	ELU Travée	8.04	2.40	<b>Condition vérifiée</b>

**Tableau VII.6 : Vérification de la condition de non fragilité**

**d) Vérification à l'ELS :**

❖ **Evaluation de moments fléchissant  $M_x$  ;  $M_y$  :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0658 \times 134.43 \times (4)^2 = 141.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0.644 \times 141.52 = 91.13 \text{ KN.m}$$

## ➤ Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 141.52 = 106.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 0.75 \times 91.13 = 68.34 \text{ KN.m}$$

## ➤ Moments aux appuis :

$$M_{ax} = 0.5 \times M_{0x} = 0.5 \times 141.52 = 70.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 91.13 = 45.56 \text{ KN.m}$$

## ❖ Vérification des contraintes dans le béton :

En travées :Sens // à XX :

$$\mu = \frac{M^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{106.14 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0,102 < 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\text{D'où : } \beta = 0,946$$

$$A^t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{106.14 \times 10^6}{0,946 \times 270 \times 348} = 11.94 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 11.94}{100 \times 27} = 0,450 \rightarrow \beta_1 = 0.898 \rightarrow K_1 = 34.02$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_x^t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{106.14 \times 10^6}{0,898 \times 270 \times 1194} = 366.63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{34.02} = 0,029$$

$$\sigma_{bc} = 0,029 \times 366.63 = 10.63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens // à YY :

$$\mu = \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{68.34 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0,066 < 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\text{D'où : } \beta = 0,966$$

$$A^t = \frac{M_y^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{68.34 \times 10^6}{0,966 \times 270 \times 348} = 7.52 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7.52}{100 \times 27} = 0,275 \rightarrow \beta_1 = 0,917 \rightarrow K_1 = 45.24$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_y^t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{68.34 \times 10^6}{0,917 \times 270 \times 752} = 367.04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{45.24} = 0,022$$

$$\sigma_{bc} = 0,022 \times 367.04 = 8.07 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Aux appuis :**

Sens // à XX:

$$\mu = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{70.76 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,068 < 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

D'où :  $\beta = 0,965$

$$A^t = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{70.76 \times 10^6}{0,965 \times 270 \times 348} = 7.80 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7.80}{100 \times 27} = 0,283 \rightarrow \beta_1 = 0,916 \rightarrow K_1 = 45.52$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_x^a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{70.76 \times 10^6}{0,916 \times 270 \times 780} = 366.80 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{45.52} = 0,021$$

$$\sigma_{bc} = 0,021 \times 366.80 = 7.70 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens // à YY :

$$\mu = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{45.56 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,044 < 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

D'où :  $\beta = 0,978$

$$A^t = \frac{M_y^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{45.56 \times 10^6}{0,978 \times 270 \times 348} = 4.95 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.95}{100 \times 27} = 0,186 \rightarrow \beta_1 = 0,930 \rightarrow K_1 = 56.43$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_y^a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{45.56 \times 10^6}{0,930 \times 270 \times 495} = 366.54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{56.43} = 0,017$$

$$\sigma_{bc} = 0,017 \times 366.54 = 6.23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**IX.5.2. Ferrailage du débord :**

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur

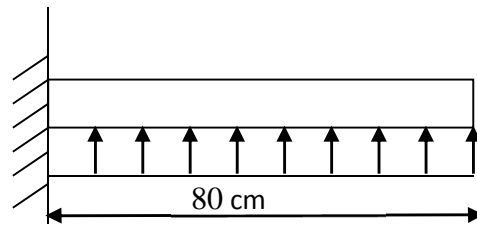


Figure VII.5 : Schéma statique du débord

**1. Sollicitation de calcul :**

❖ A l'ELU :

$$P_u = q_u \times 1m = 183.56 \text{ KN/ml} \qquad M_u = \frac{-P_u \times l^2}{2} = \frac{-183.56 \times 0.8^2}{2} = -58.73 \text{ KN.m}$$

❖ A l'ELS :

$$P_s = q_s \times 1m = 134.43 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s \times l^2}{2} = \frac{-134.43 \times 0.8^2}{2} = -43.01 \text{ KN.m}$$

**2. Calcul des armatures :**

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 27 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}; \quad M_u = 58.73 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{58.73 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.056 < 0.392$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{58.73 \times 10^3}{0.971 \times 27 \times 348} = 6.43 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = 6.43 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**3. Vérification à l'ELU :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = A_u = 6.43 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2 \implies$$

On adopte **6 HA12 = 6.78**

Avec un espacement de 25 cm.

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.70 \text{ cm}^2 \implies$$

On adopte **4 HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup>**.

**4. Vérification à l'ELS :**

$$\gamma = \frac{43.01}{20} = 2.15 \quad ; \quad \text{Et} : \mu = 0.008 \implies \alpha = 0.0100$$

$$\alpha = 0.0100 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.166$$

$\implies$  Il n'y a pas lieu de vérifier les contraintes à l'ELS.

**IX.5.3. Ferrailage des nervures :**

- La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.
- Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.
- Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.
- Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire
- Qui donnerait le même moment (Lm) et le même effort tranchant (Lt) que le diagramme
- trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

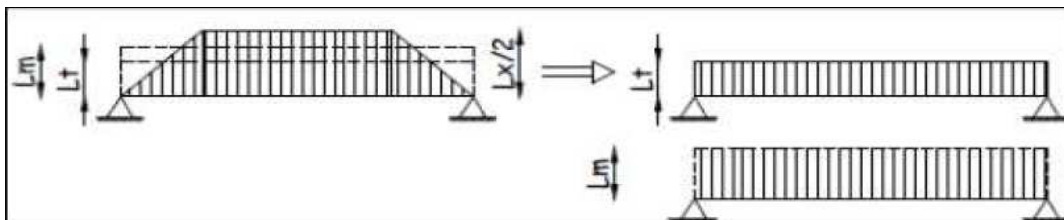


Figure I : Schéma de distribution des charges

**Présentation des charges simplifiée**

Deux types de chargement peuvent se présenter :

**1<sup>er</sup> Cas** : Chargement triangulaires :

**Moment fléchissant** :  $L_m = 0,333 \times L_x$

**Effort tranchant** :  $L_t = 0,25L_x$

**2<sup>eme</sup> cas** : chargement trapézoïdale :

**Moment fléchissant** :  $L_m = L_x(0,5 - \frac{\rho^2 x}{6})$

**Effort tranchant** :  $L_t = L_x(0,5 - \frac{\rho^2 x}{4})$

Pour les moments fléchissant :

$$Q_u = q_u \cdot L_m$$

$$Q_s = q_s \cdot L_m$$

Pour les efforts tranchant :

$$Q_u = q_u \cdot L_t$$

$$Q_s = q_s \cdot L_t$$

- **Détermination des charges**

- **A l'ELU :**

$$q_u = \left( \sigma_m^{max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) \times 1m = \left( 217.50 - \frac{13264.2}{390.86} - \frac{1113.75}{44.55} \right) \times 1m$$

$$= 158.56KN/ml$$

- **A l'ELS :**

$$q_s = \left( \sigma_m^{max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) \times 1m = \left( 168.37 - \frac{13264.2}{390.86} - \frac{1113.75}{44.55} \right) \times 1m$$

$$= 109.43KN/ml$$



Sens transversal (nervure X3) :

- Calcul des charges :

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	Panneau	Lx	Ly	$\rho_x$	Chargement	Lm	Lt	$q_u$	$q_s$	$Q_u$	$\sum Q_u$	$Q_s$	$\sum Q_s$	$Q_u$	$\sum Q_u$	$Q_s$	$\sum Q_s$
A-B	1	5.3	3.8	0.716	Trapézoïdale	2.19	1.97	158.56	109.43	340.24	690.65	230.65	471.49	236.14	482.98	215.57	434.43
	2	5.3	3,7	0,698	Trapézoïdale	2.21	2.00	158.56	109.43	350.41		240.84		246.84		218.86	
B-C	1	4.0	3.8	0,950	Trapézoïdale	1.39	1.09	158.56	109.43	220.30	447.04	152.10	308.58	200.00	409.25	119.27	244.02
	2	4.0	3.7	0,925	Trapézoïdale	1.43	1.14	158.56	109.43	226.74		156.48		209.25		124.75	
C-D	1	5.3	3.8	0,716	Trapézoïdale	2.19	1.97	158.56	109.43	340.24	690.65	230.65	471.49	236.14	482.98	215.57	434.43
	2	5.3	3.7	0,698	trapézoïdale	2.21	2.00	158.56	109.43	350.41		240.84		246.84		218.68	

Tableau VII.3. Calculs des charges

Sens longitudinal (nervure Y3)

- Cas de charge

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	Panneau	Lx	Ly	$\rho_x$	Chargement	Lm	Lt	q <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	Q <sub>u</sub>	∑Q <sub>u</sub>	Q <sub>s</sub>	∑Q <sub>s</sub>	Q <sub>u</sub>	∑ Q <sub>u</sub>	Q <sub>s</sub>	∑ Q <sub>s</sub>
A-B	1	3.8	4,0	0,950	Trapézoïdale	1.320	1.042	158.56	109.43	209.29	458.22	144.44	316.24	165.21	389.09	114.02	268.53
	2	3.8	5.3	0,716	Trapézoïdale	1.570	1.412	158.56	109.43	248.93		171.80		223.88		154.51	
B-C	1	3,7	4,0	0,925	Trapézoïdale	1.320	1.058	158.56	109.43	209.29	455.05	144.44	314.05	165.21	387.03	115.77	268.86
	2	3,7	5.3	0,698	Trapézoïdale	1,550	1.399	158.56	109.43	245.76		169.61		221.82		153.09	
C-D	1	3.3	4.0	0,825	Trapézoïdale	1,270	1.088	158.56	109.43	201.37	428.11	138.97	295.45	172.51	383.39	119.05	264.59
	2	3.3	5.3	0,622	Trapézoïdale	1,430	1.330	158.56	109.43	226.74		156.48		210.88		145.54	
D-E	1	4	4,0	1.000	triangulaires	1.332	1.000	158.56	109.43	211.20	468.06	145.76	323.03	158.56	385.45	109.43	266.02
	2	4	5.3	0,754	Trapézoïdale	1,620	1.431	158.56	109.43	256.86		177.27		226.89		156.59	
E-F	1	3.9	4,0	0,975	Trapézoïdale	1.332	1.023	158.56	109.43	211.20	464.57	145.76	320.62	162.20	387.83	111.94	267.65
	2	3.9	5.3	0,735	Trapézoïdale	1.598	1.423	158.56	109.43	253.37		174.86		225.63		155.71	

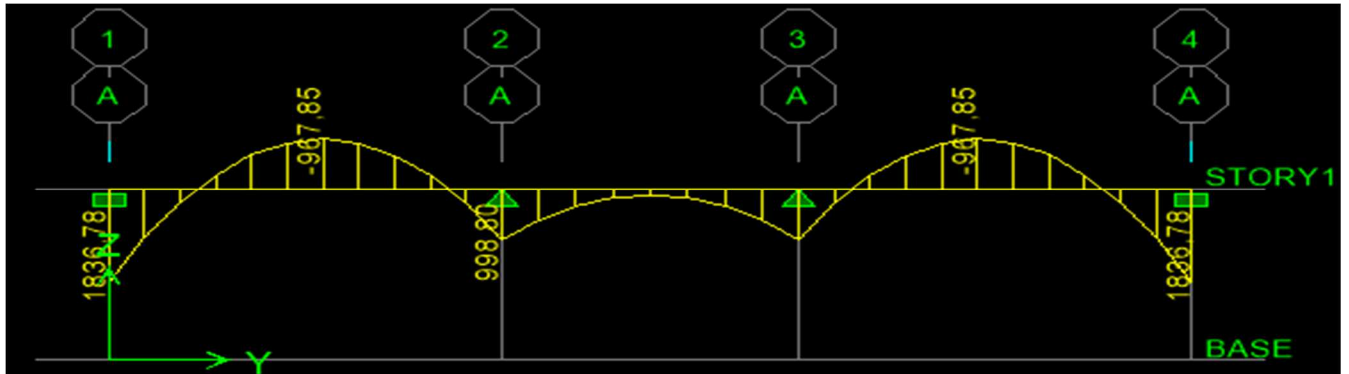
Tableau VII.4. Calculs des charges sens Y3

**VII.5.11. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants**

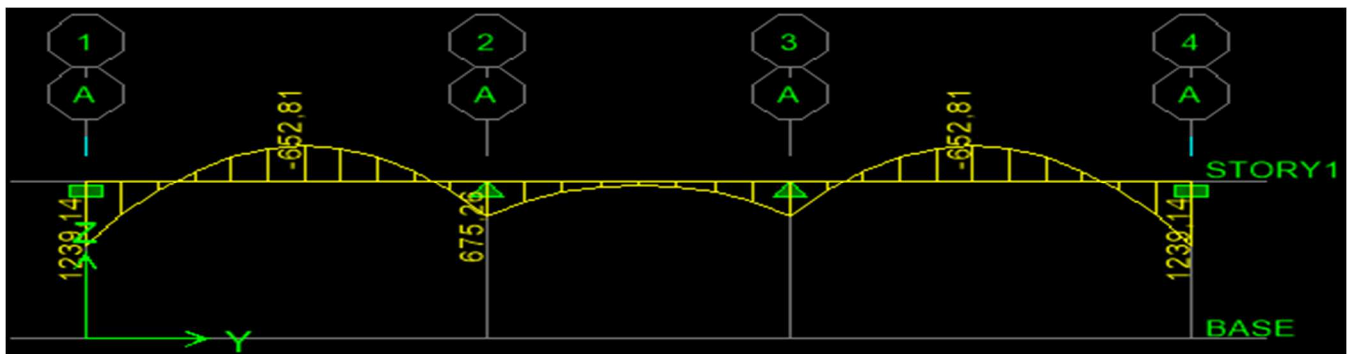
Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés par le logiciel Etabs.

**Sens transversale :**

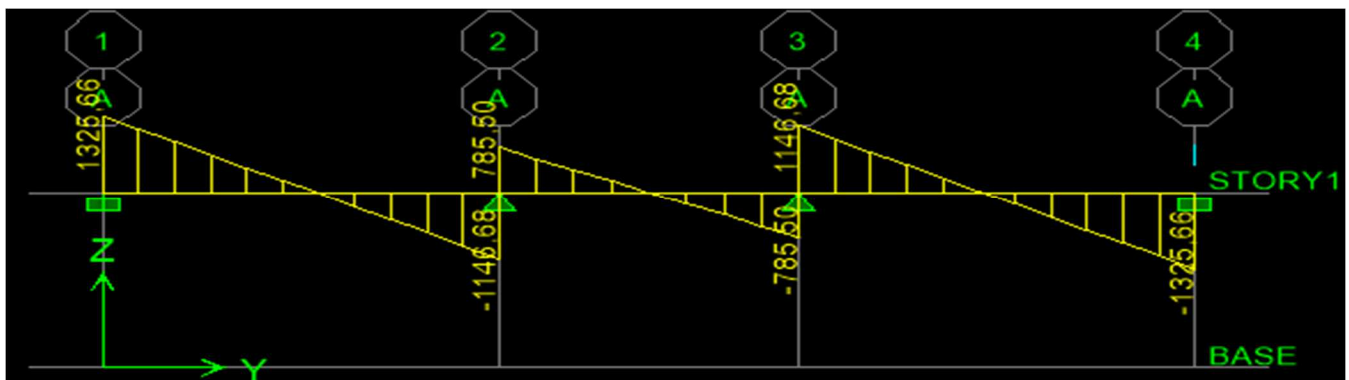
1) Diagramme des moments fléchissant (ELU) :



2) Diagramme des moments fléchissant (ELS)

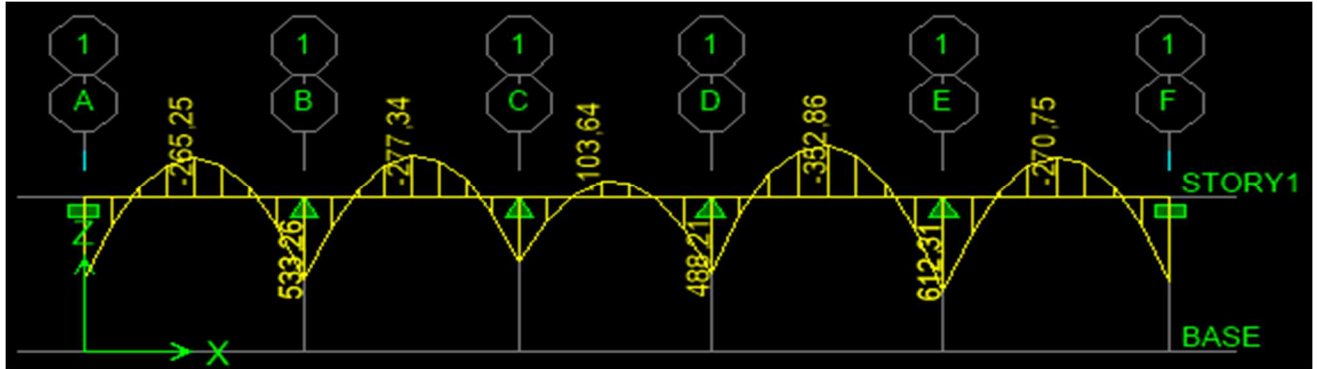


3) Diagramme des efforts tranchants(ELU)

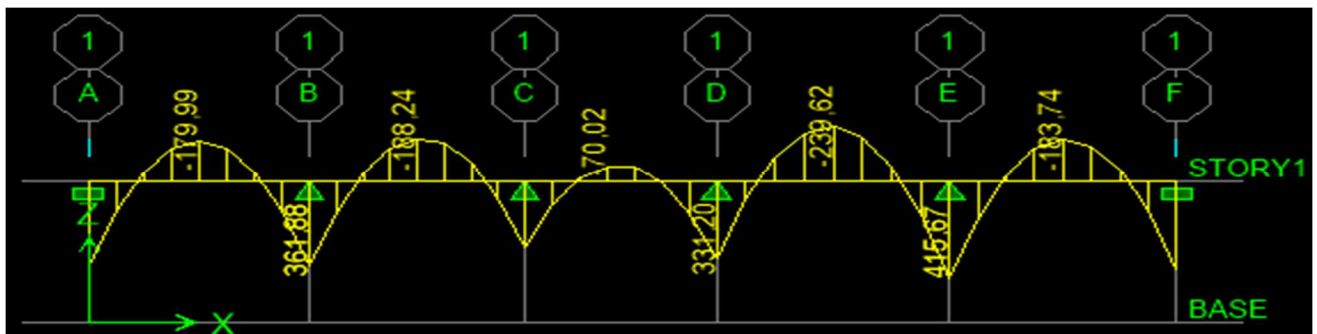


**Sens longitudinal :**

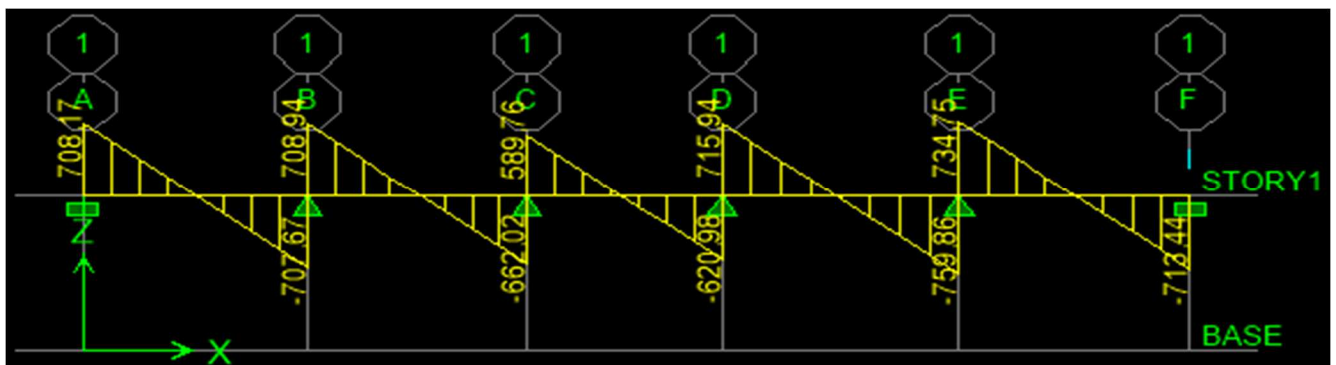
1) Diagramme des moments fléchissant (ELU) :



2) Diagramme des moments fléchissant (ELS)



3) Diagramme des efforts tranchants(ELU)



➤ **Calcul des armatures**

Nervure Transversal(X3) :

$$M_t^{max} = 967.85 \text{KN.m}$$

$$M_a^{max} = 1836.78 \text{KN.m}$$

$$T^{max} = 1325.66 \text{KN}$$

$$b=55\text{cm} ; h= 120 \text{ cm} ; d=117 \text{ cm}$$

**-en travée :**

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{967.85 \times 10^3}{55 \times 117^2 \times 14,2} = 0,090 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,09 = \longrightarrow \beta = 0,953$$

$$A_t = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{967.85 \times 10^3}{0,953 \times 117 \times 348} = 24.94 \longrightarrow \text{Soit } 8\text{HA}20 = 25.13 \text{cm}^2$$

**-Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1836.78 \times 10^3}{55 \times 117^2 \times 14,2} = 0,172 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,172 \longrightarrow \beta = 0,905$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1836.78 \times 10^3}{0,905 \times 117 \times 348} = 48.84 \text{cm}^2 \longrightarrow \text{Soit } 5\text{HA}25 + 5\text{HA}25 = 49.09 \text{cm}^2$$

**Nervure longitudinale(Y3) :**

$$M_t^{max} = 352.86 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{max} = 612.31 \text{ KN.m}$$

$$T^{max} = 759.86 \text{KN}$$

$$b= 55\text{cm} ; h= 120 \text{ cm} ; d=117 \text{ cm}$$

**- En travée :**

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{352.86 \times 10^3}{55 \times 117^2 \times 14,2} = 0,032 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,032 \longrightarrow \beta = 0,984$$

$$A_t = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{352.86 \times 10^3}{0,984 \times 117 \times 348} = 8.80 \text{cm}^2 \longrightarrow \text{Soit } 6\text{HA}14 = 9.23 \text{cm}^2$$

**-Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{612.31 \times 10^3}{55 \times 117^2 \times 14,2} = 0,058 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,058 \longrightarrow \beta = 0,970$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{612.31 \times 10^3}{0,970 \times 117 \times 348} = 15.50 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5\text{HA}20 = 15.70 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification à l'ELU**

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s < A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Nervure transversale(X3):  $A_{min} = 0,23 \times 55 \times 117 \times \frac{2,1}{400} = 7.77 \text{ cm}^2$

vérifiée

} Condition

Nervure longitudinale(Y3):  $A_{min} = 0,23 \times 15 \times 117 \times \frac{2,1}{400} = 7.77 \text{ cm}^2$

- **Vérification au cisaillement [BAEL91/2003 art A.5.1, 1]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} < \bar{\tau}_u$$

Nervure transversale(X3) :

$$V_u = 1325.66 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1325.66 \times 10^3}{550 \times 1170} = 2.06 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5; 4 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Nervure longitudinale(Y3) :

$$V_u = 759.86 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{759.86 \times 10^3}{550 \times 1170} = 1,18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5; 4 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

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  $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$

Tel que :  $A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$

Nervure transversale (X3) :

$$A_a = 49.09 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{40} \left( 1325.66 - \frac{1836.78 \times 10^2}{0,9 \times 117} \right) = 12.03 \text{ cm}^2$$

Nervure longitudinale (Y3) :

$$A_a = 15.70 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{40} \left( 759.86 - \frac{612.31 \times 10^2}{0,9 \times 117} \right) = 5.12 \text{ cm}^2$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'adhérence des barres (Art A.6.1,3/BAEL91/2003)**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

$\sum u_i$  : La somme des périmètres utiles des barres.

Nervure transversale (X3) :

$$\sum u_i = \pi \cdot n \cdot \emptyset = (3,14 \times 8 \times 2) + (3,14 \times 10 \times 2.5) = 128.74 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1836.78 \times 10^3}{0,9 \times 1170 \times 1287.4} = 1,35 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$  Avec :  $\Psi_s$  : coefficient de scellement ( $\Psi_s = 1,5$  pour les aciers HA).

$$\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,35 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{se}$  : La section est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Nervure longitudinale (Y3) :

$$\sum u_i = \pi \cdot n \cdot \emptyset = (3,14 \times 5 \times 2) + (3,14 \times 6 \times 1.4) = 57.77 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{612.31 \times 10^3}{0,9 \times 1170 \times 577.7} = 1,00 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$  Avec :  $\Psi_s$  : coefficient de scellement ( $\Psi_s = 1,5$  pour les aciers HA).

$$\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,00 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{se}$  : La section est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Calcul des armatures transversales (Art A.7.2.2.BAEL91/2003)**
- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\emptyset = \frac{\emptyset_{Lmax}}{3} = \frac{25}{3} = 8,33 \text{ mm} \longrightarrow \text{Soit : } \emptyset_t = 10 \text{ mm}$$

- **Espacement des armatures transversales :**

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \min(30; 24) \longrightarrow \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

• **Armatures transversales minimales :**

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 20 \times 55 = 3,3 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Soit } A_t = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

• **Armatures de peau (Art 4.5.321. BAEL91/2003)**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section d'au moins (3cm<sup>2</sup>/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

$$A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{m} \times 1 \text{ m} = 3 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{on opte pour : } 2\text{HA}14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à l'ELS**

• **Vérification de la contrainte du béton :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}, \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}, \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

		$M_s$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$K_1$	$\beta_1$	$\sigma_{st}$ (Mpa)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obsrv
Sens XX	Travée	652.81	25.13	0,21	51.67	0,925	240,03	4,64	15	ok
	Appuis	1239.14	49.09	0,41	35.50	0,901	239.45	6.74	15	ok
Sens YY	Travée	239.62	9.23	0,07	96.10	0,955	232.34	2.41	15	ok
	Appuis	415.67	15.70	0,13	68.33	0,940	240.73	3.52	15	ok

**Tableau.VII.5. Vérifications des contraintes**

## Conclusion

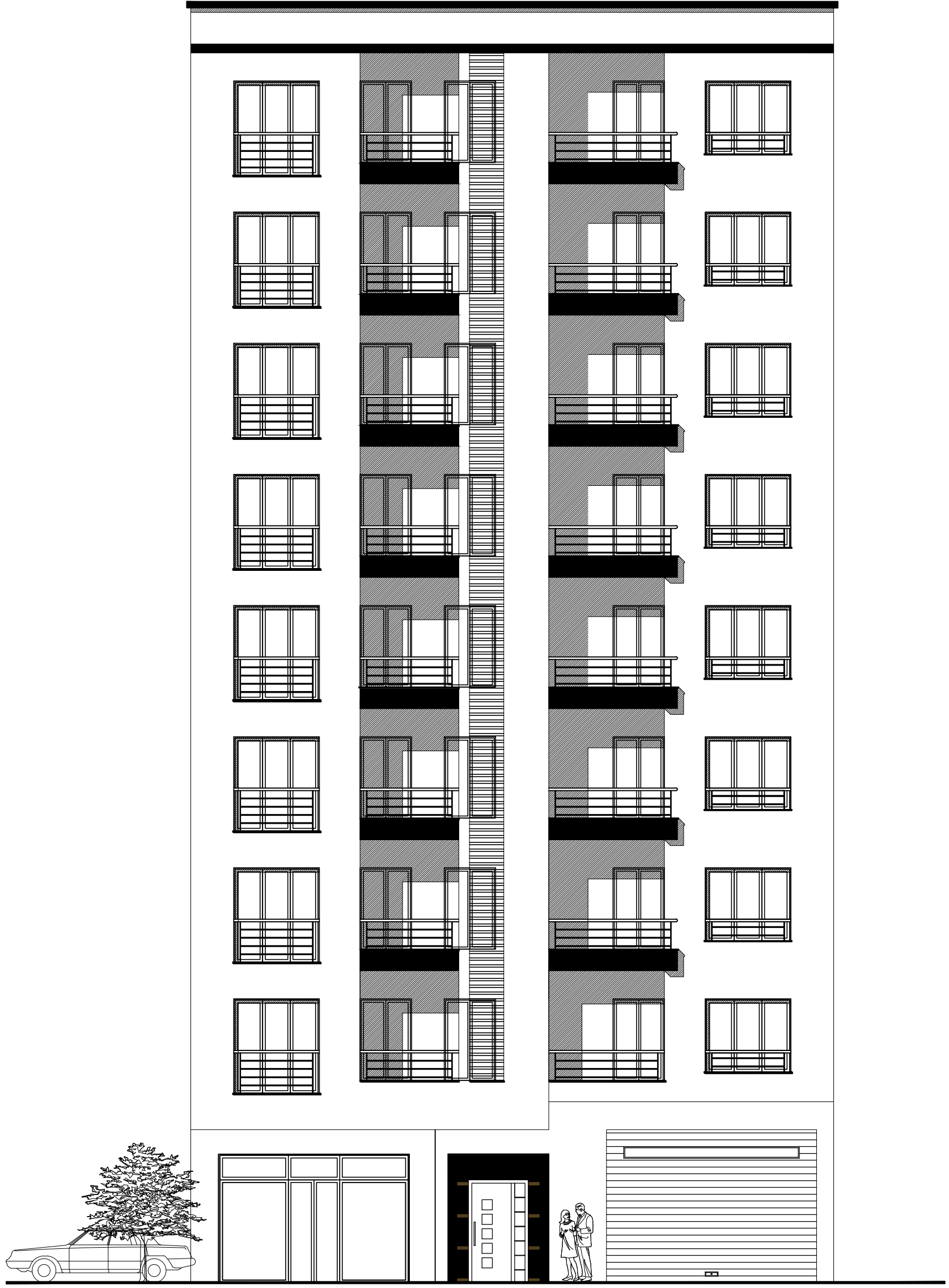
---

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout le long de notre cursus et d'affiner nos connaissances, surtout dans la conception et la mise en application des codes en vigueur.

En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduits à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en Génie Civil.

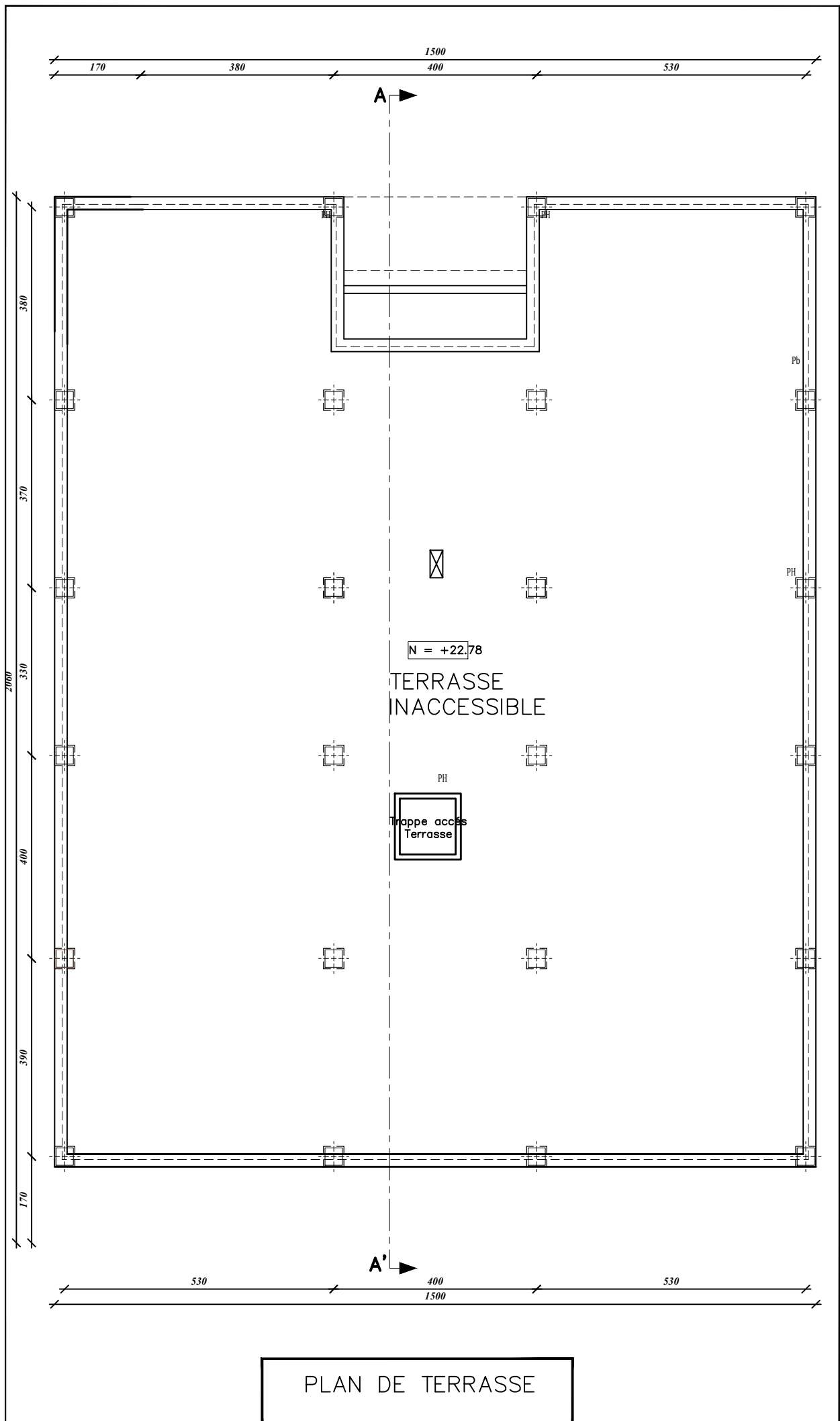
Toutefois, en prenant conscience de l'évolution considérable qu'a connue dans le domaine du génie civil ainsi que les exigences technologiques et économiques (délai et cout de réalisation) il serait préférable de faire appel à des logiciels de calcul tridimensionnel des structures qui sont plus rapides, faciles à utiliser et plus proches de la réalité pratique.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.

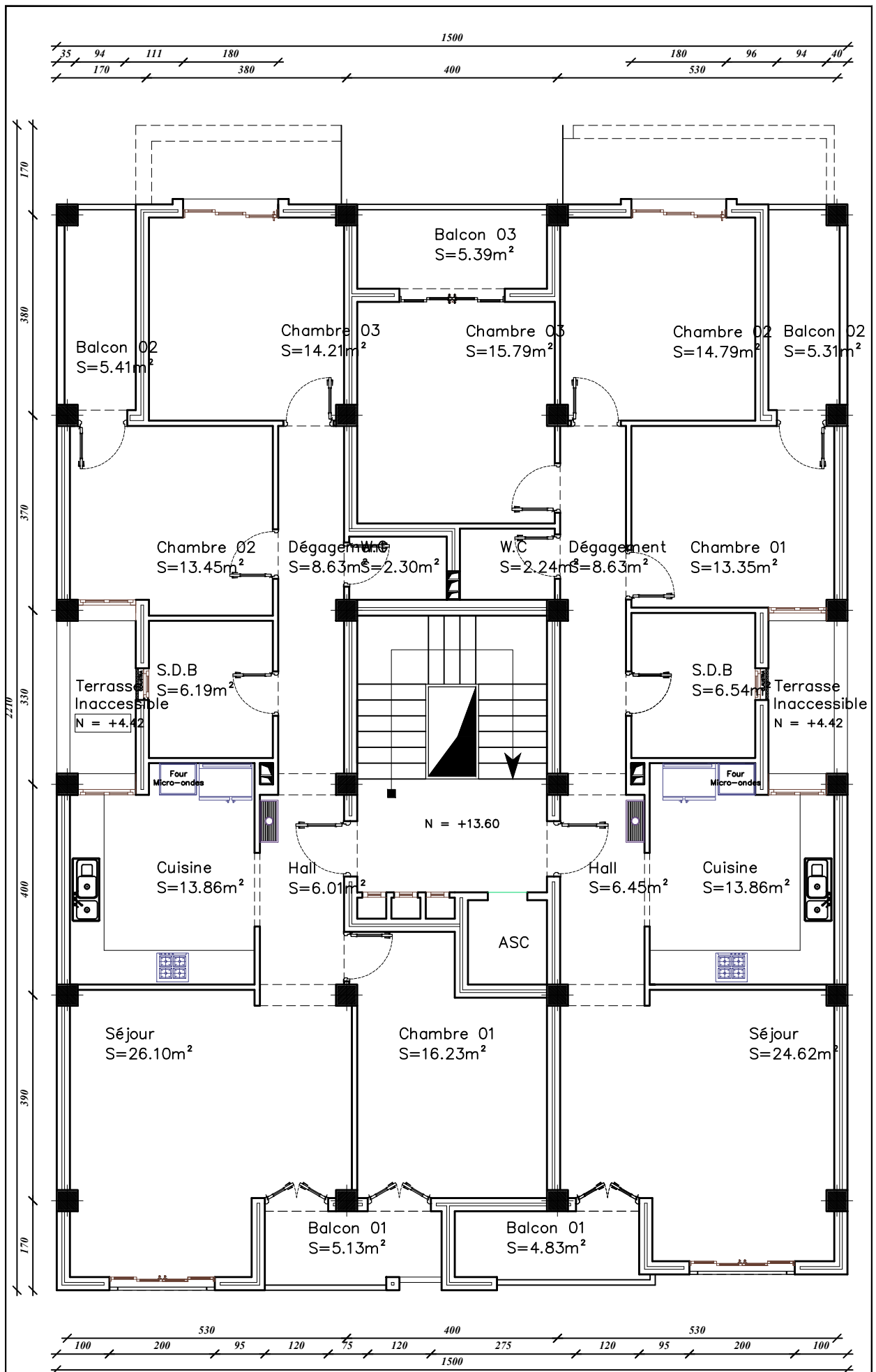


FACADE PRINCIPALE

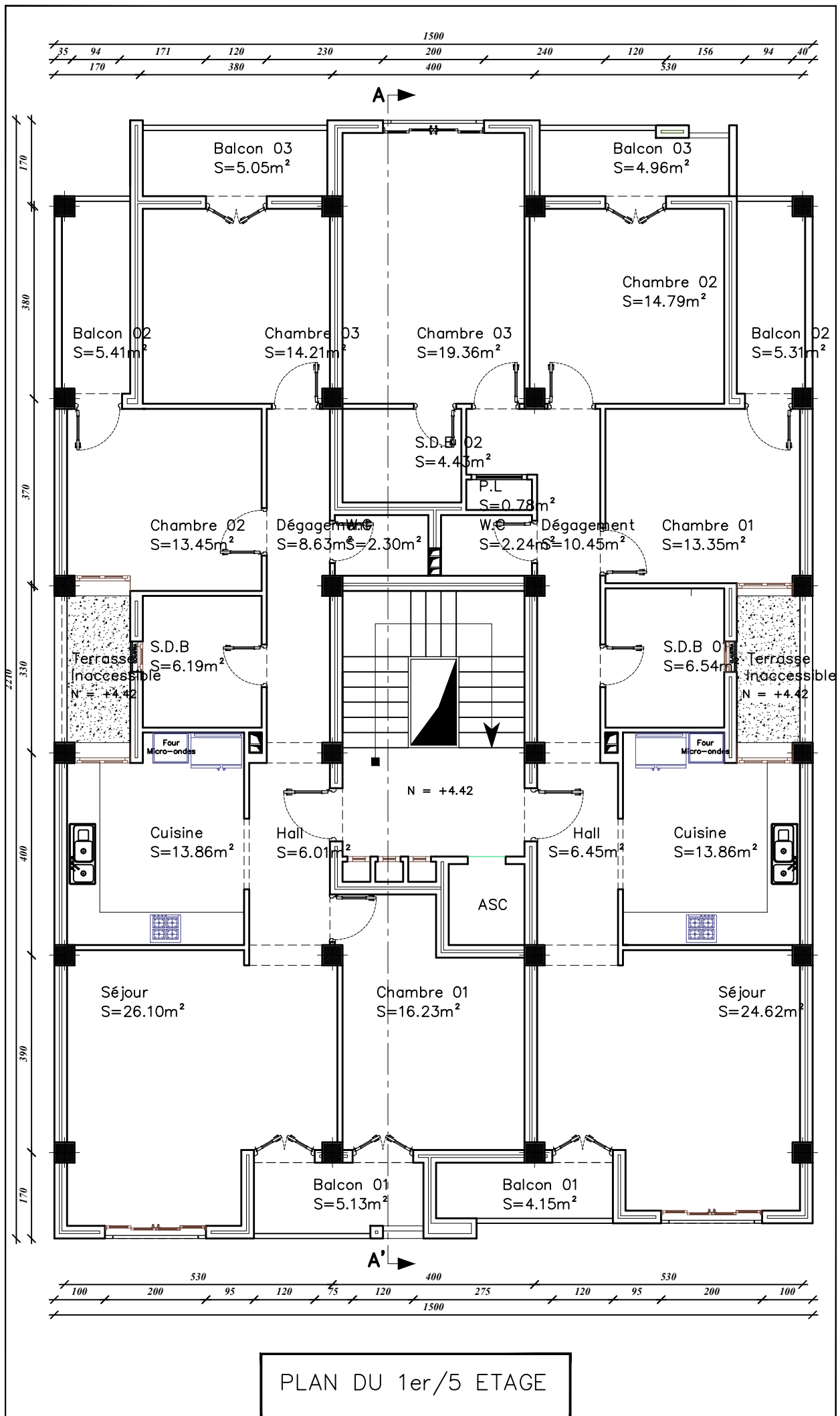




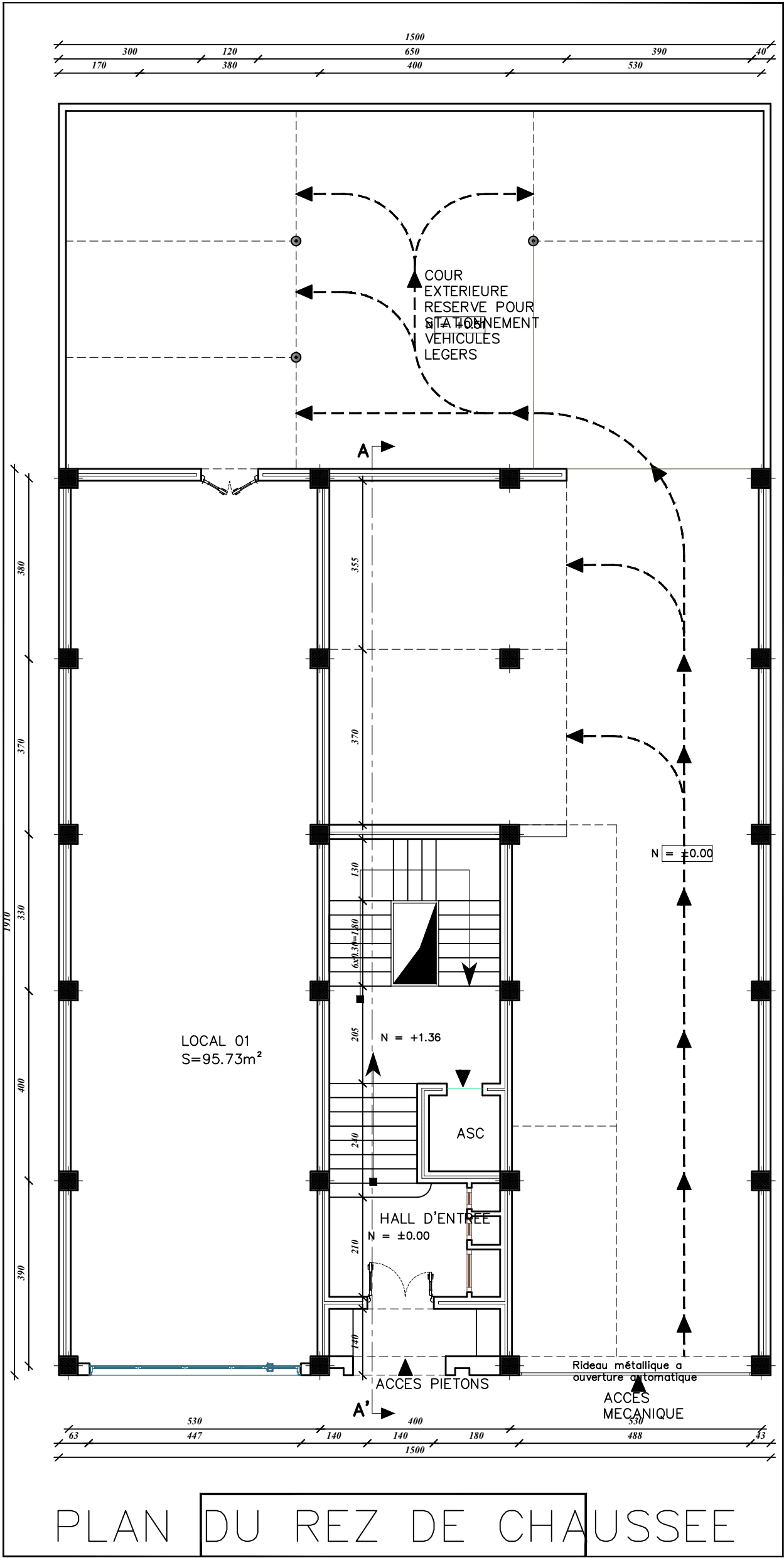
PLAN DE TERRASSE



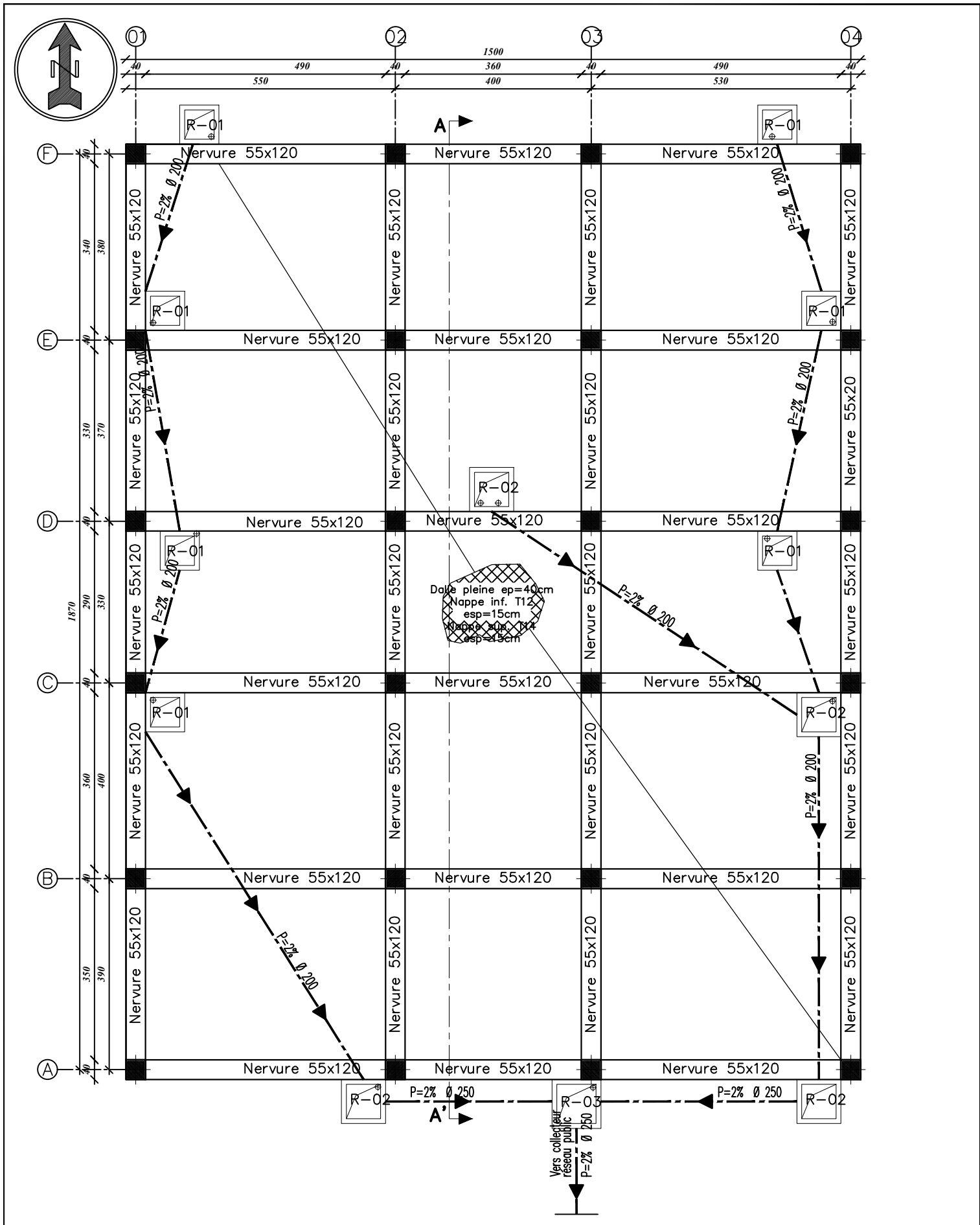
PLAN DU 6ème /8ème ETAGE



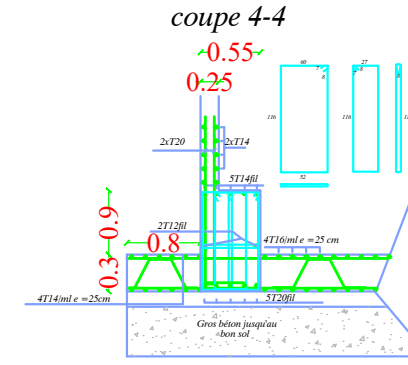
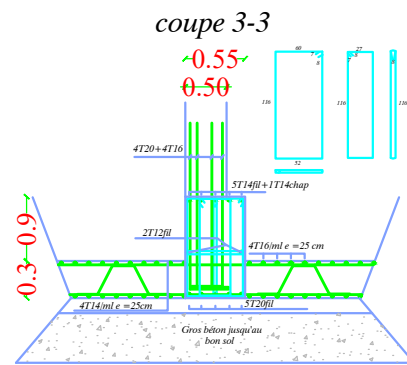
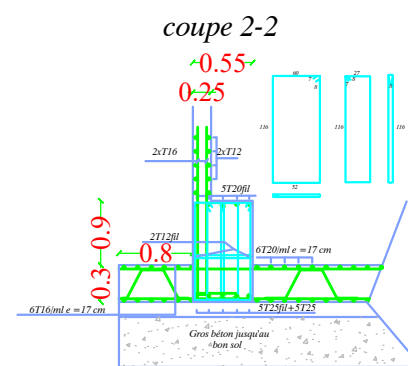
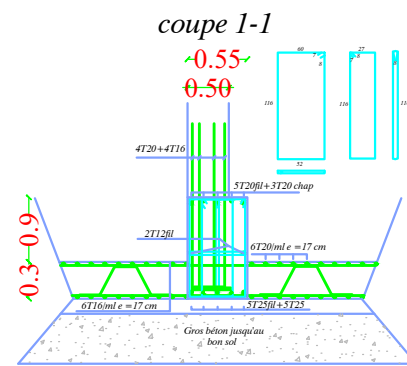
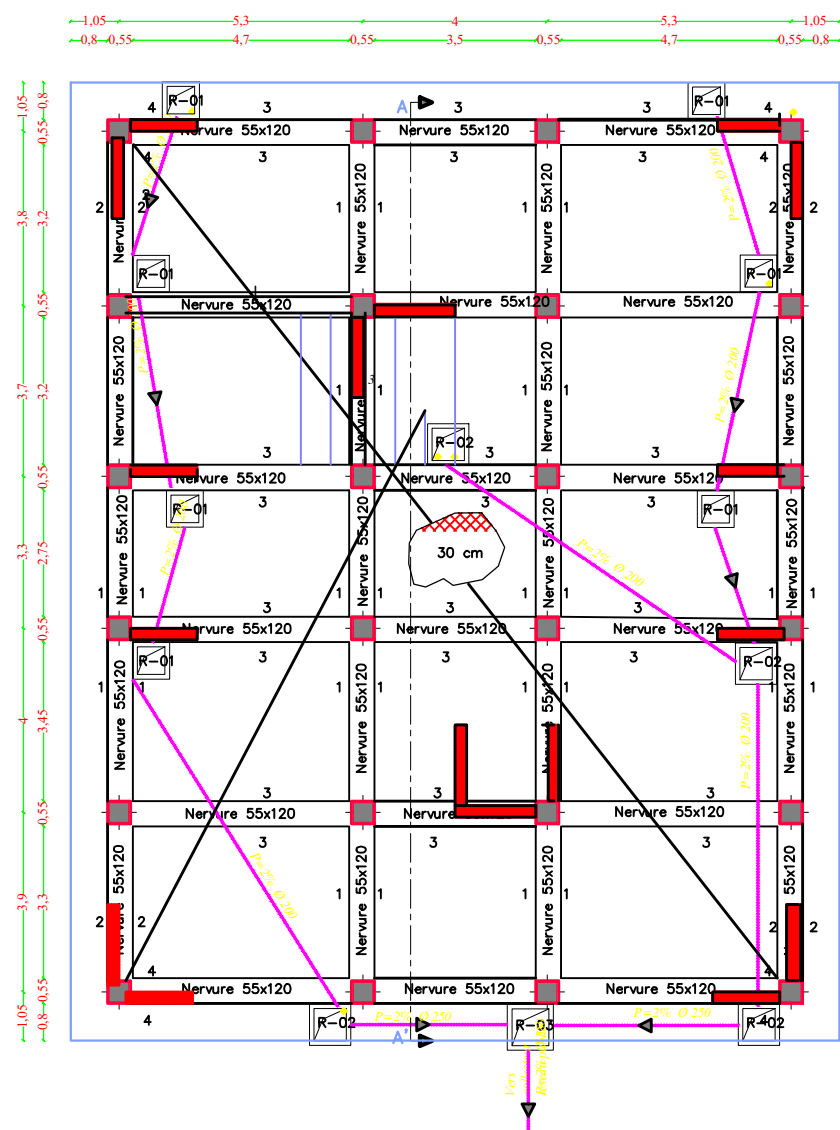
PLAN DU 1er/5 ETAGE



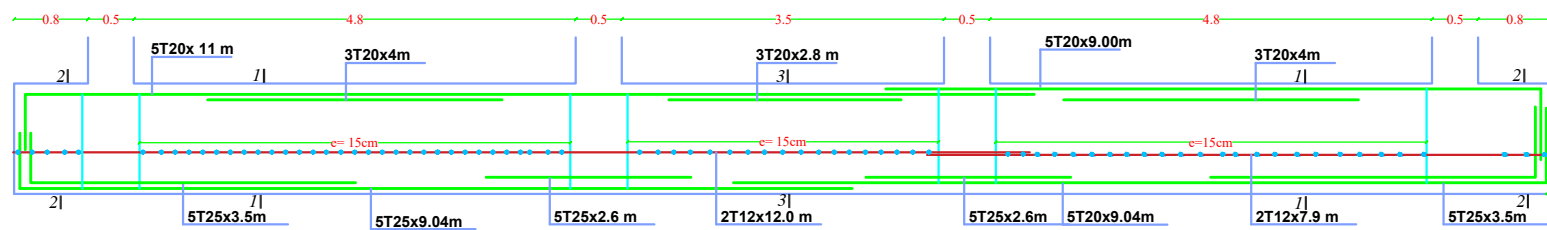
PLAN DU REZ DE CHAUSSEE



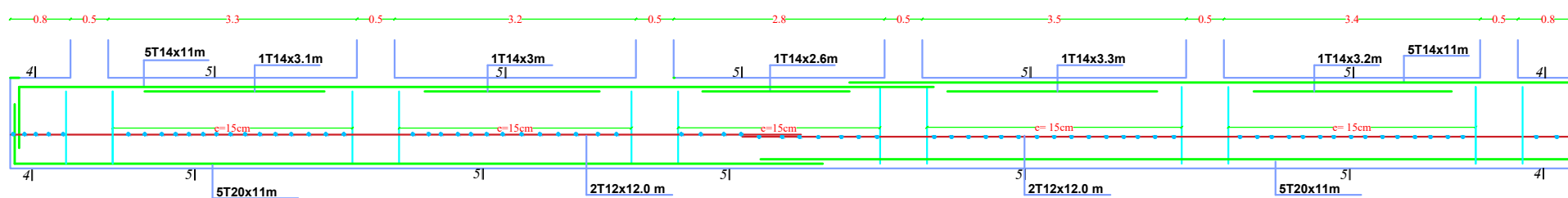
**Coffrage Du radier Niv: +0.00**



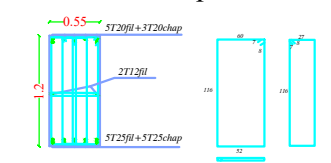
**Ferrailage des nervures axe x-x**



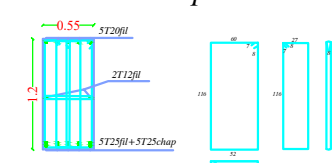
**Ferrailage des nervures axe y-y**



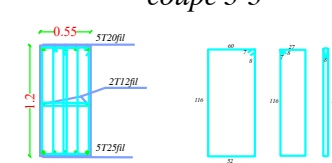
coupe 1-1



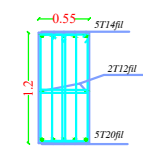
coupe 2-2



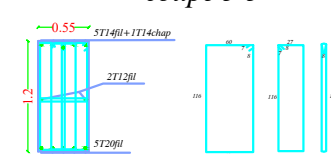
coupe 3-3



coupe 4-4

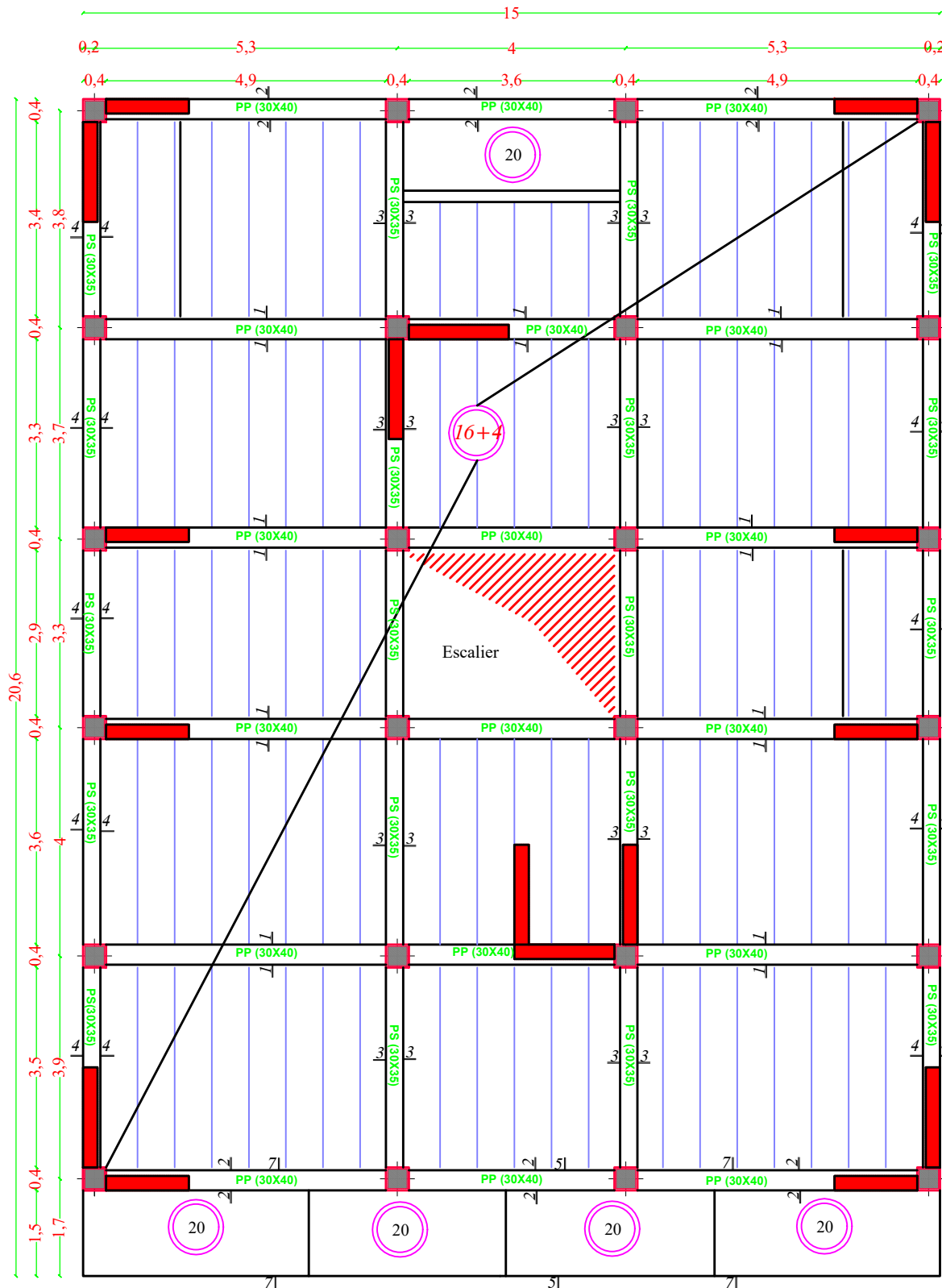


coupe 5-5

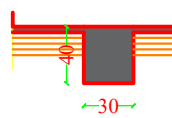


Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou	
Faculté de Génie de la Construction	
ETUDE D'UN BATIMENT EN R+8+inaccessible	Année: 2018/2019
<b>COFFRAGE ET FERRAILAGE DU RADIER</b>	PLAN N°: 01
Présenté par: -Mr. GHAZI AYOUB -Mr. GUIDOU ZIAD	

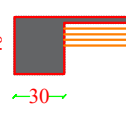
# Coffrage du plancher 6eme ,7 eme et8eme etage



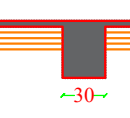
Coupe 1-1



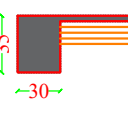
Coupe 2-2



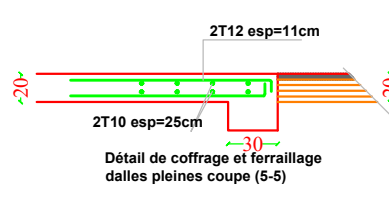
Coupe 3-3



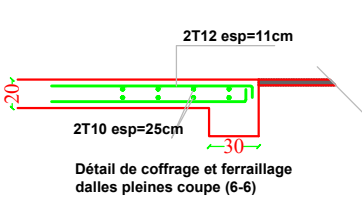
Coupe 4-4



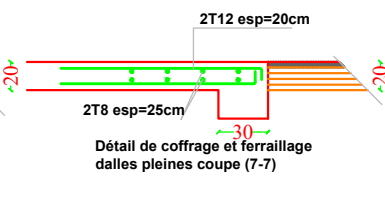
Coupe 5-5



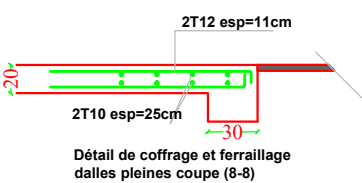
Coupe 6-6



Coupe 7-7

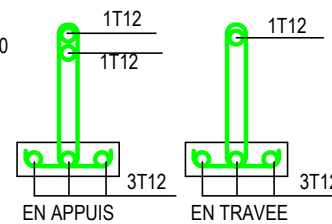
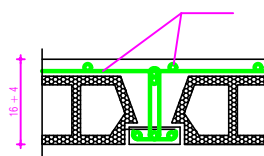


Coupe 8-8



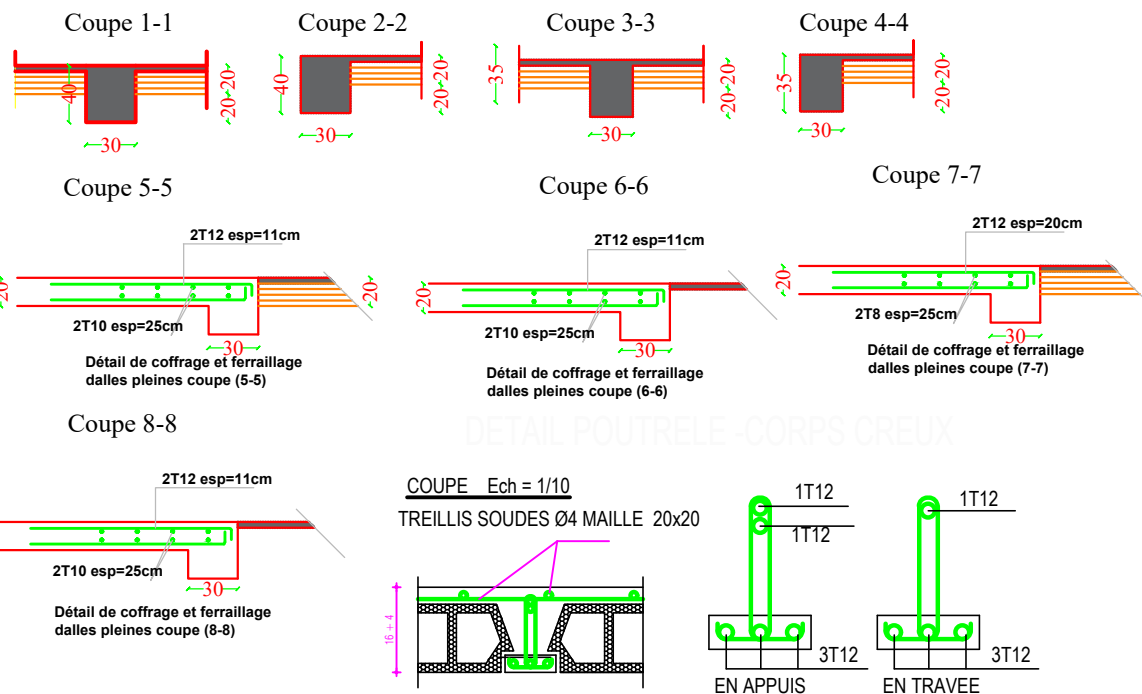
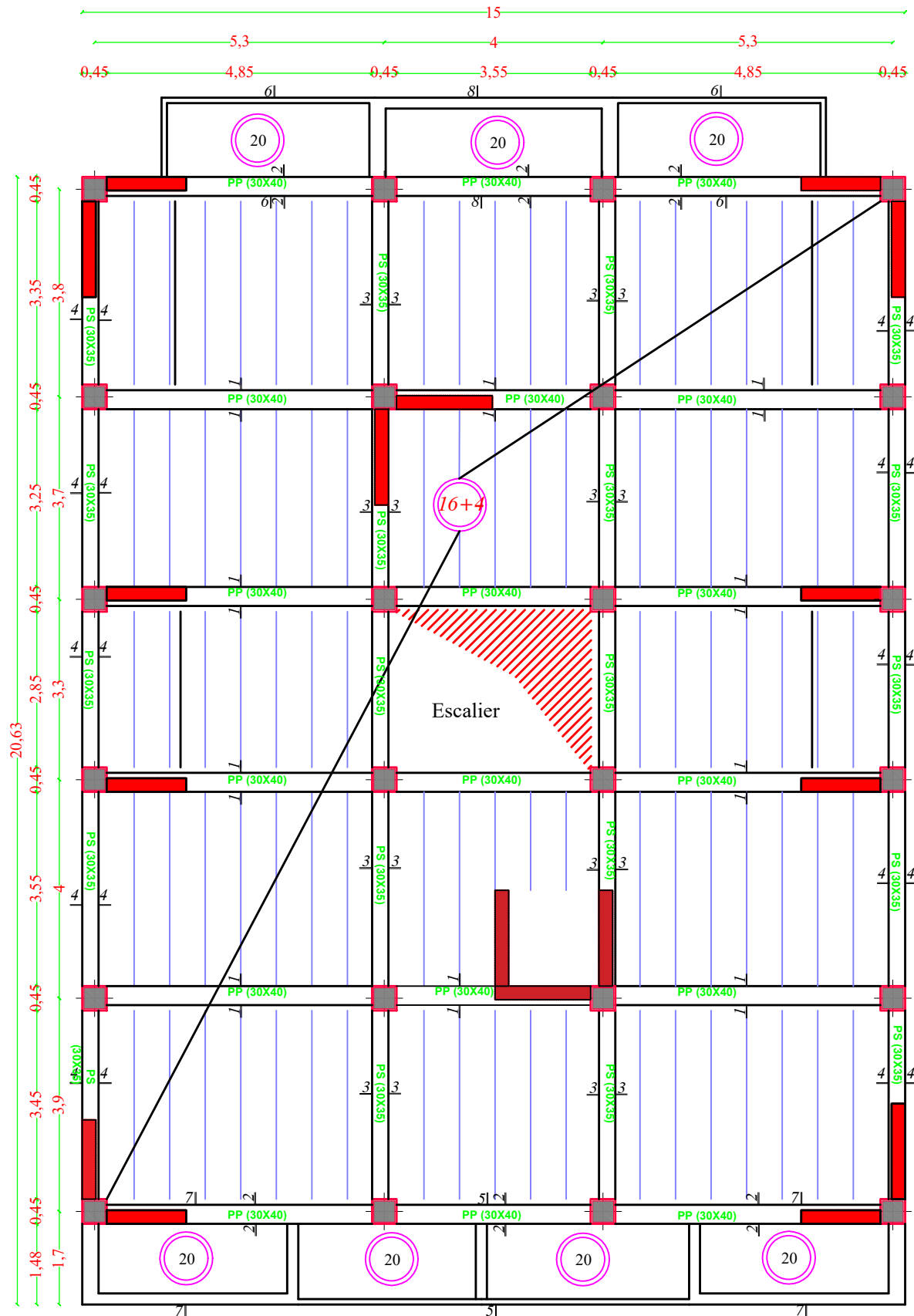
## DETAIL POUTRELE CORPS CREUX

COUPE Ech = 1/10  
TREILLIS SOUDES Ø4 MAILLE 20x20



Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou Faculté de Génie de la Construction	
ETUDE D'UN BATIMENT EN R+8+inaccessible	année: 2018/2019
<b>COFFRAGE PLACHER</b> 6,7 et 8 ème ETAGE	ECHELLES DU PLAN: 1/50-1/25-
Présenté par: -Mr GHAZI AYOUB -Mr GUIDOU ZIAD	
PLAN N°: 04	

# Coffrage du plancher 3eme ,4 eme et 5eme etage



Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou  
Faculté de Génie de la Construction

ETUDE D'UN BATIMENT EN  
R+8+inaccessible

année: 2018/2019

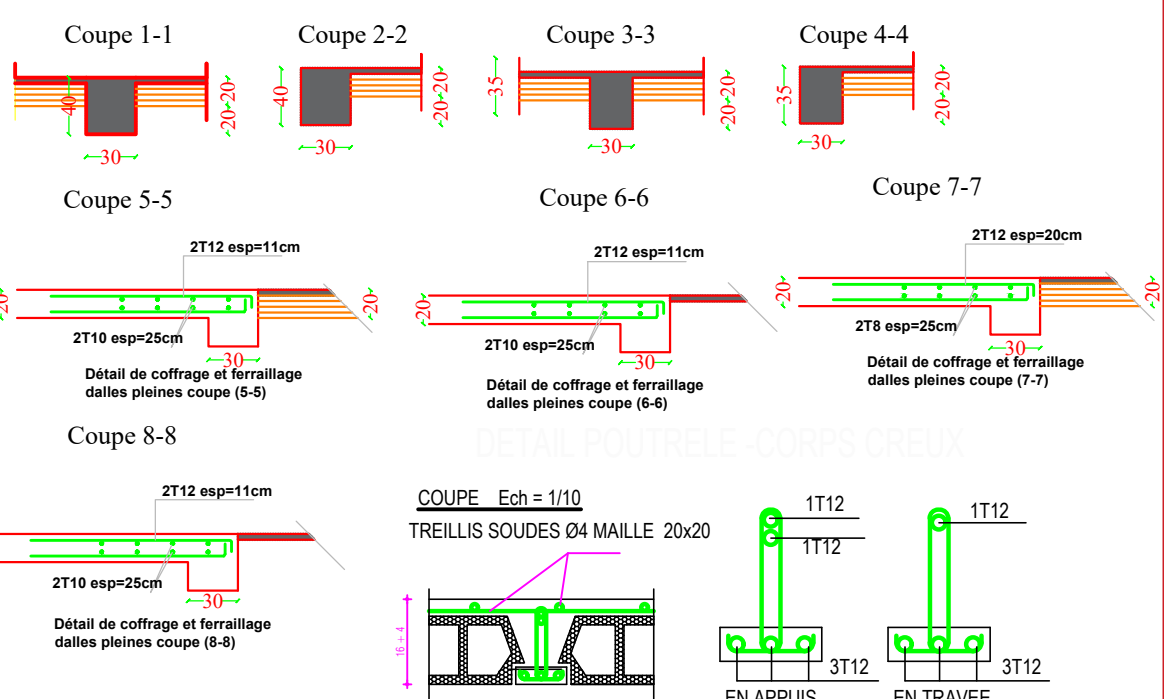
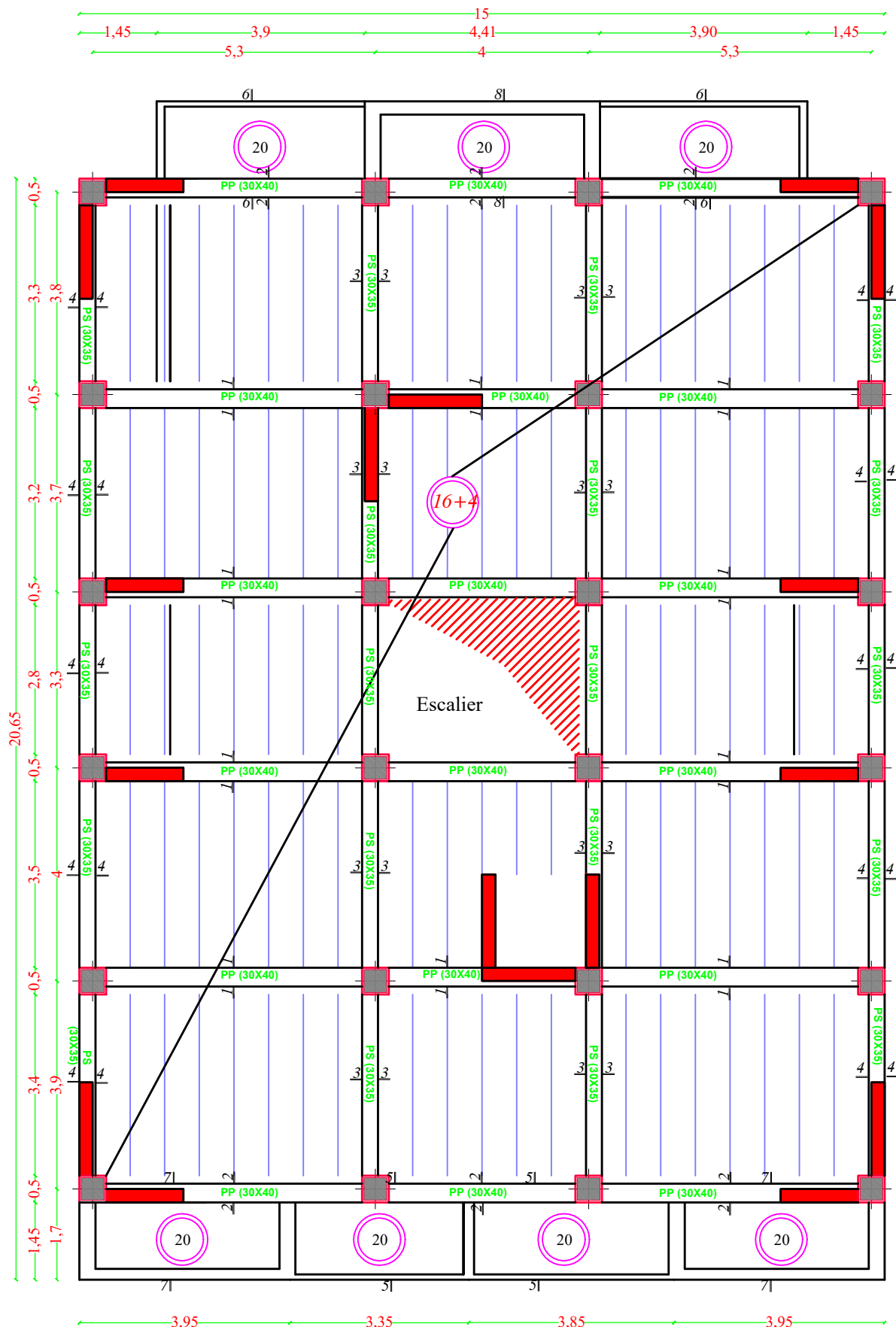
**COFFRAGE PLANCHER**  
**3,4 et 5 ème ETAGE**

ECHELLES DU PLAN:  
1/50- 1/25-

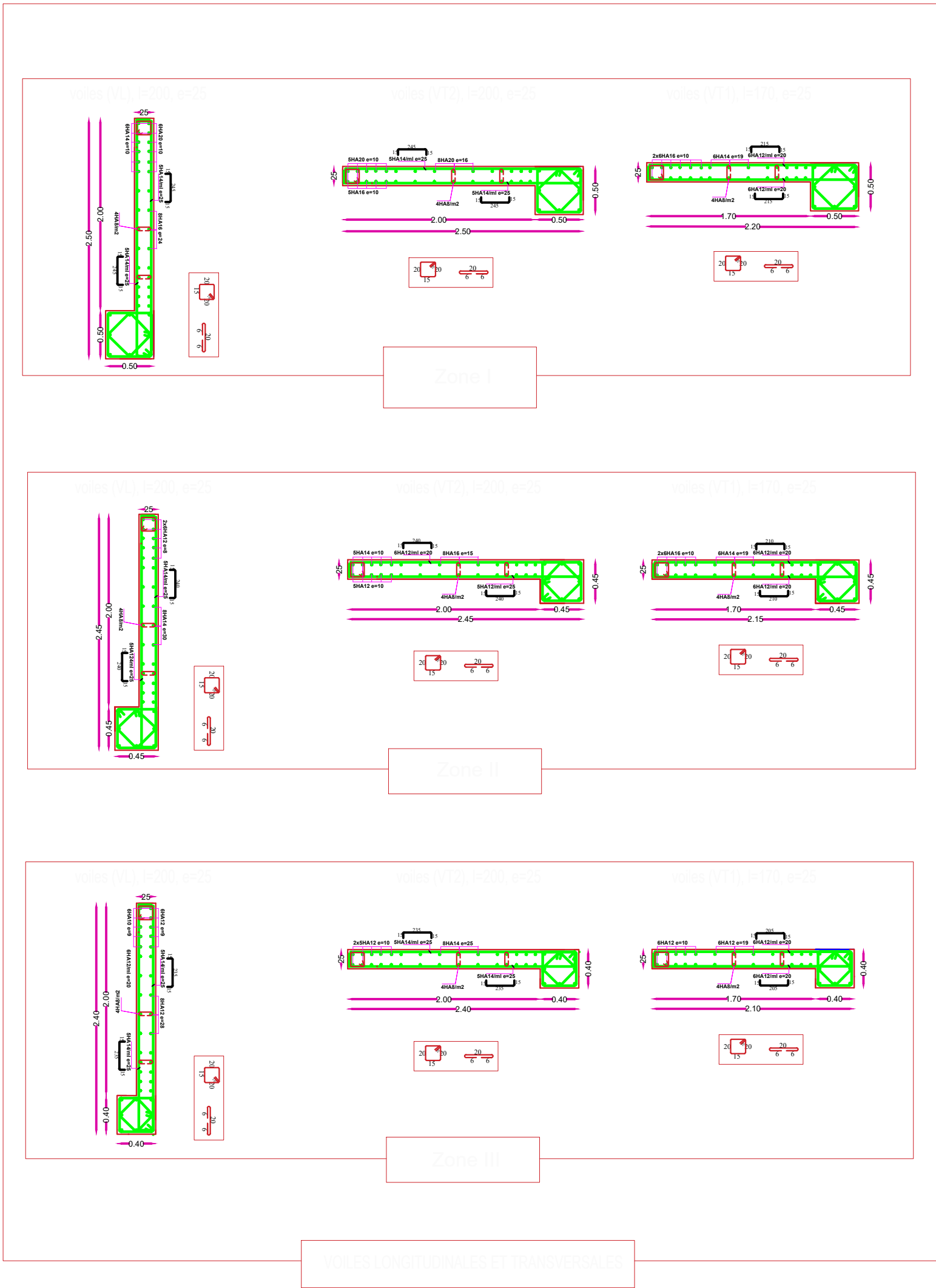
PLAN N°:  
03

Présenté par:  
-Mr GHAZI AYOUB  
-Mr GUIDOU ZIAD

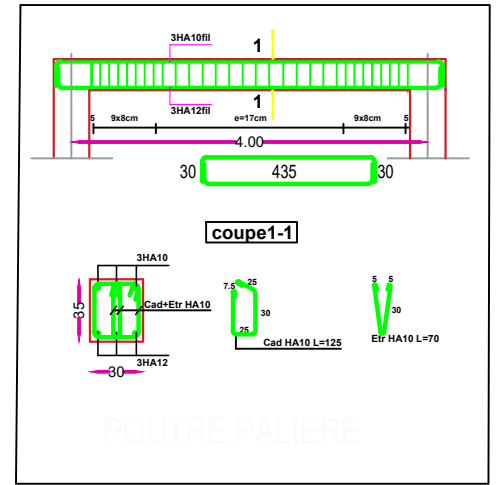
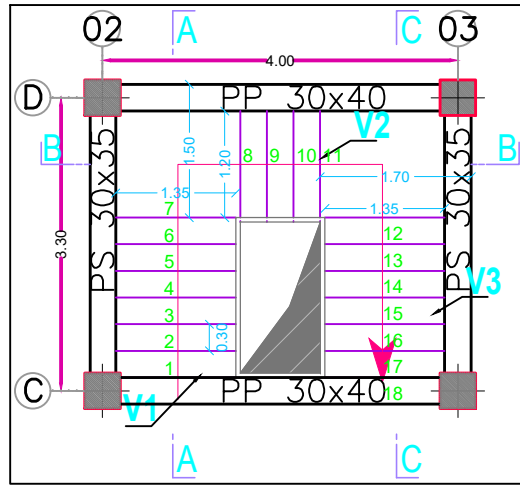
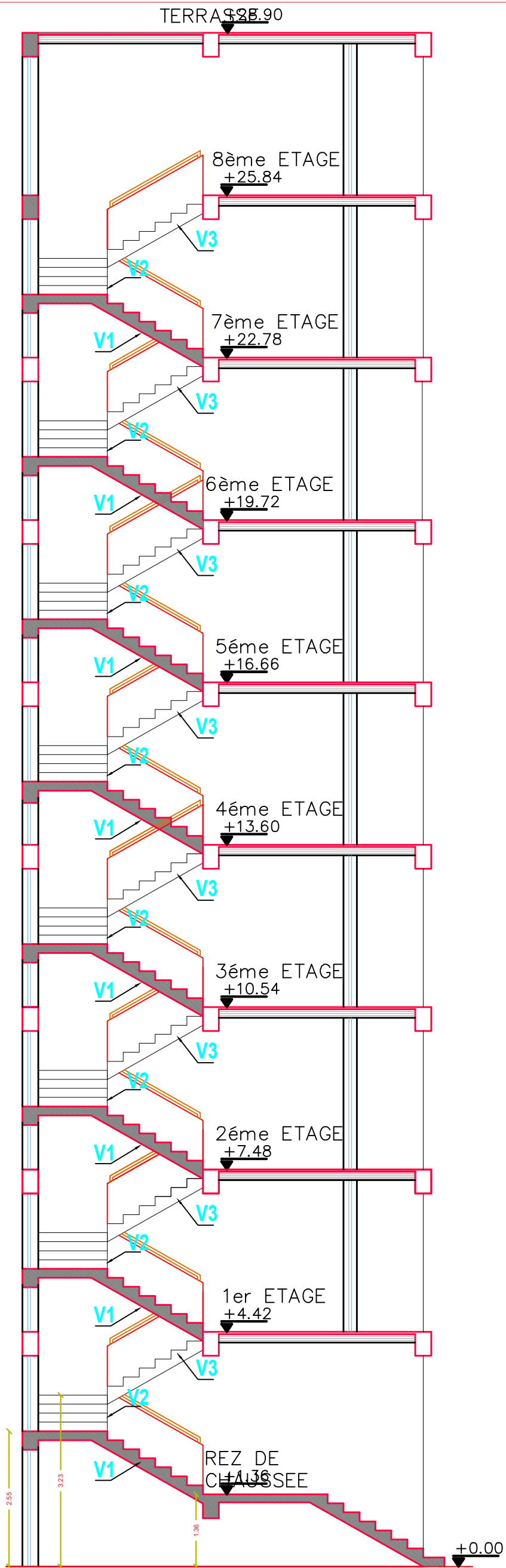
# Coffrage du plancher RDC , 1 er et 2eme etage



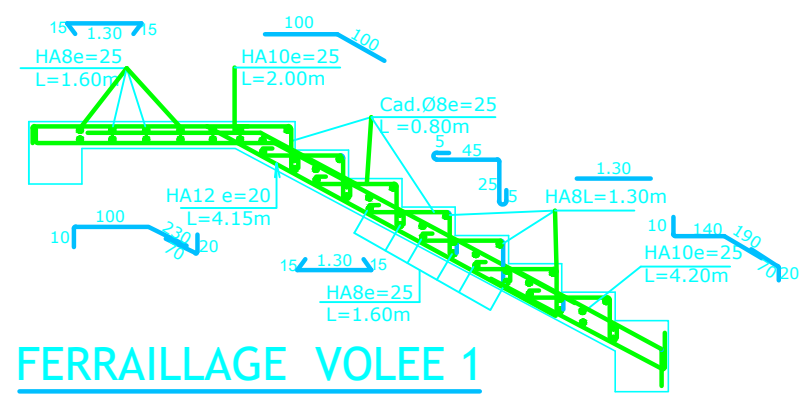
Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou					
Faculté de Génie de la Construction					
ETUDE D'UN BATIMENT EN R+8+inaccessible	année: 2018/2019				
<b>CÔFFRAGE PLANCHER</b> RDC, 1 et 2 ème ETAGE	<table border="1"> <tr> <td>ECHELLES DU PLAN:</td> <td>PLAN N°:</td> </tr> <tr> <td>1/50-1/25-</td> <td>02</td> </tr> </table>	ECHELLES DU PLAN:	PLAN N°:	1/50-1/25-	02
ECHELLES DU PLAN:	PLAN N°:				
1/50-1/25-	02				
Présenté par: -Mr GHAZI AYOUB -Mr GUIDOU ZIAD					



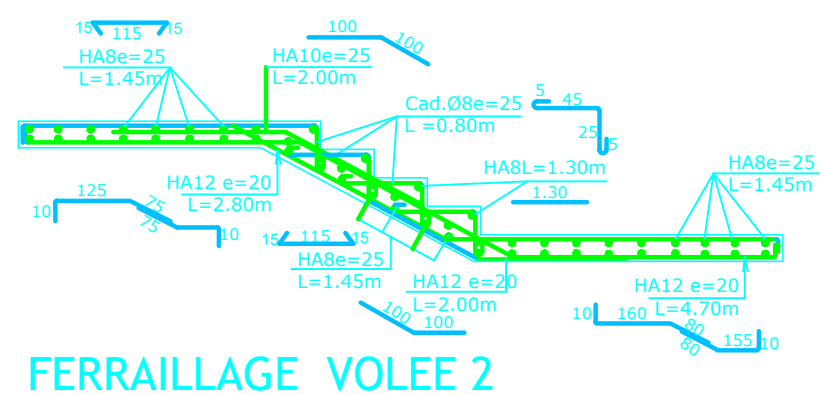
Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou Faculté de Génie de la Construction	
ETUDE D'UN BATIMENT EN R+8+inaccessible	année: 2018/2019
<b>FERRAILAGE DES VOILES</b>	ECHELLES DU PLAN: 1/50-1/25- PLAN N°: 07
Présenté par: -Mr GHAZI AYOUB -Mr GUIDOU ZIAD	



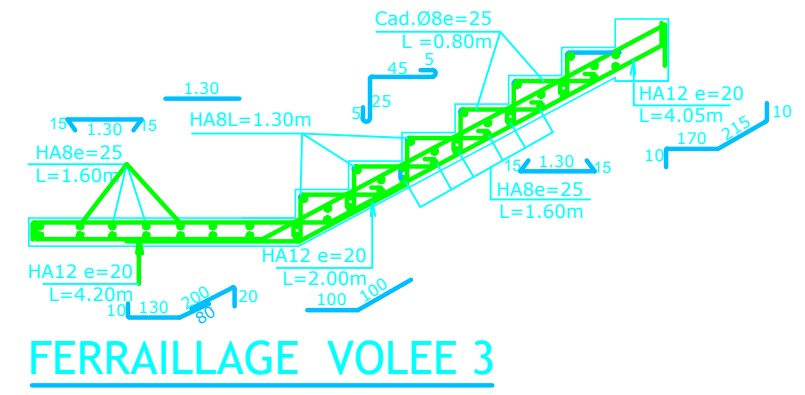
COUPE A-A

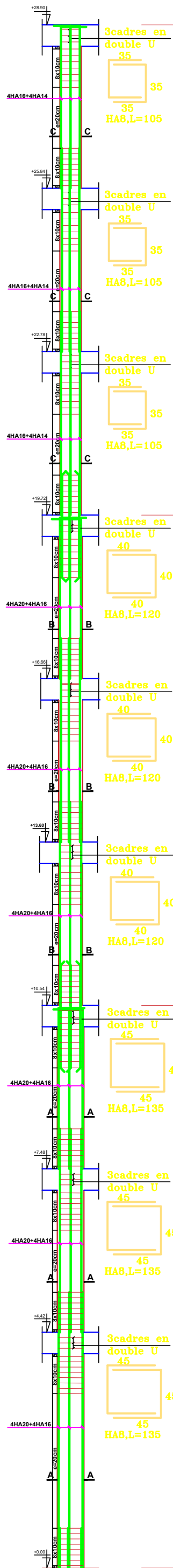


COUPE B-B

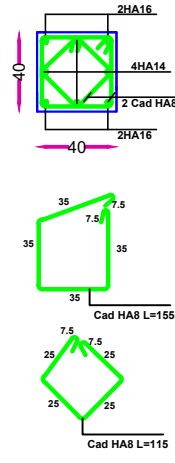


COUPE C-C



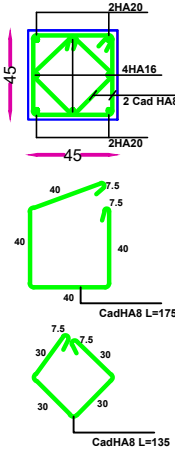


COUPE C-C



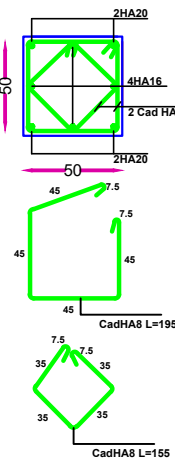
Zone III  
(40x40)

COUPE B-B

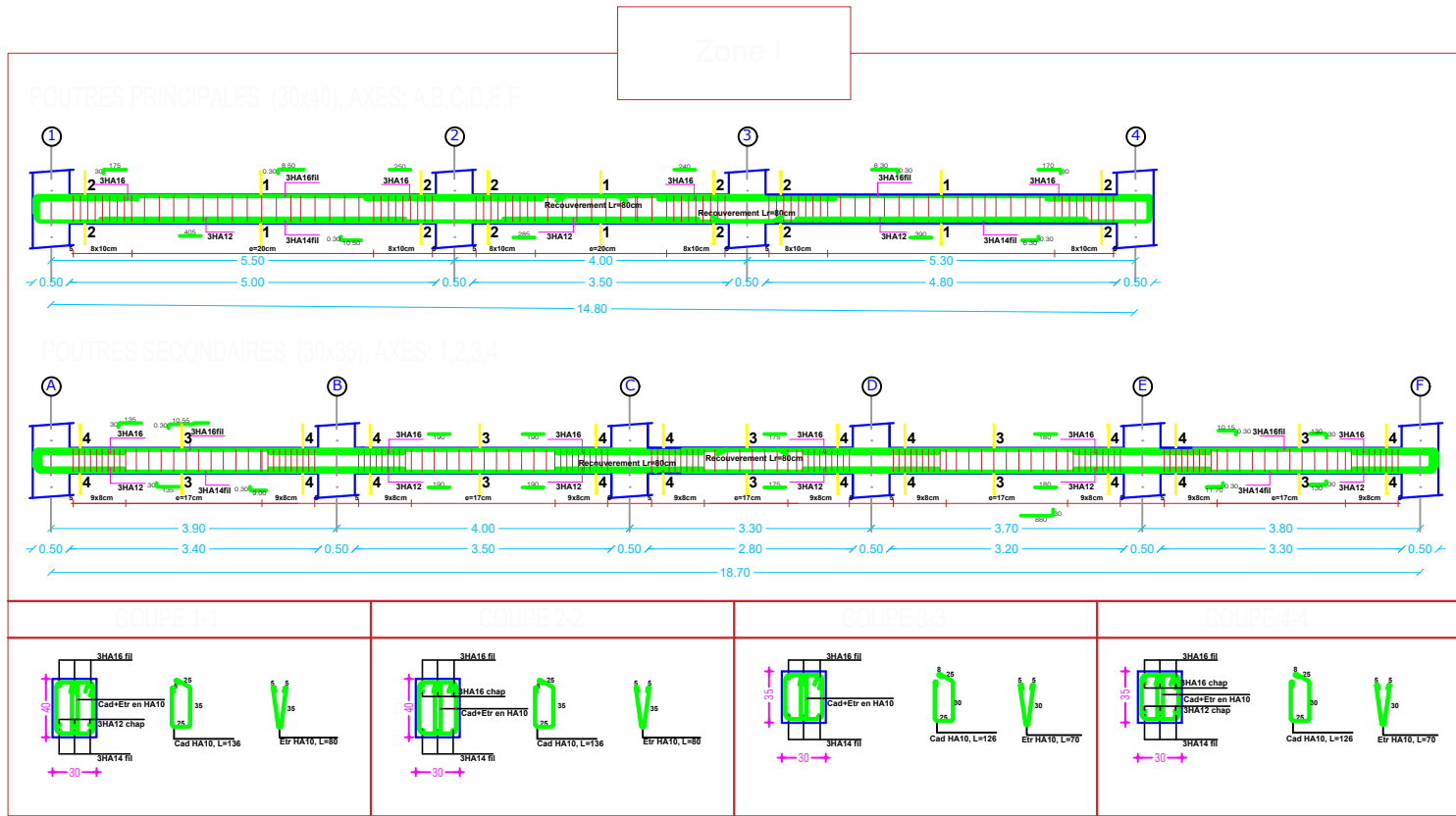
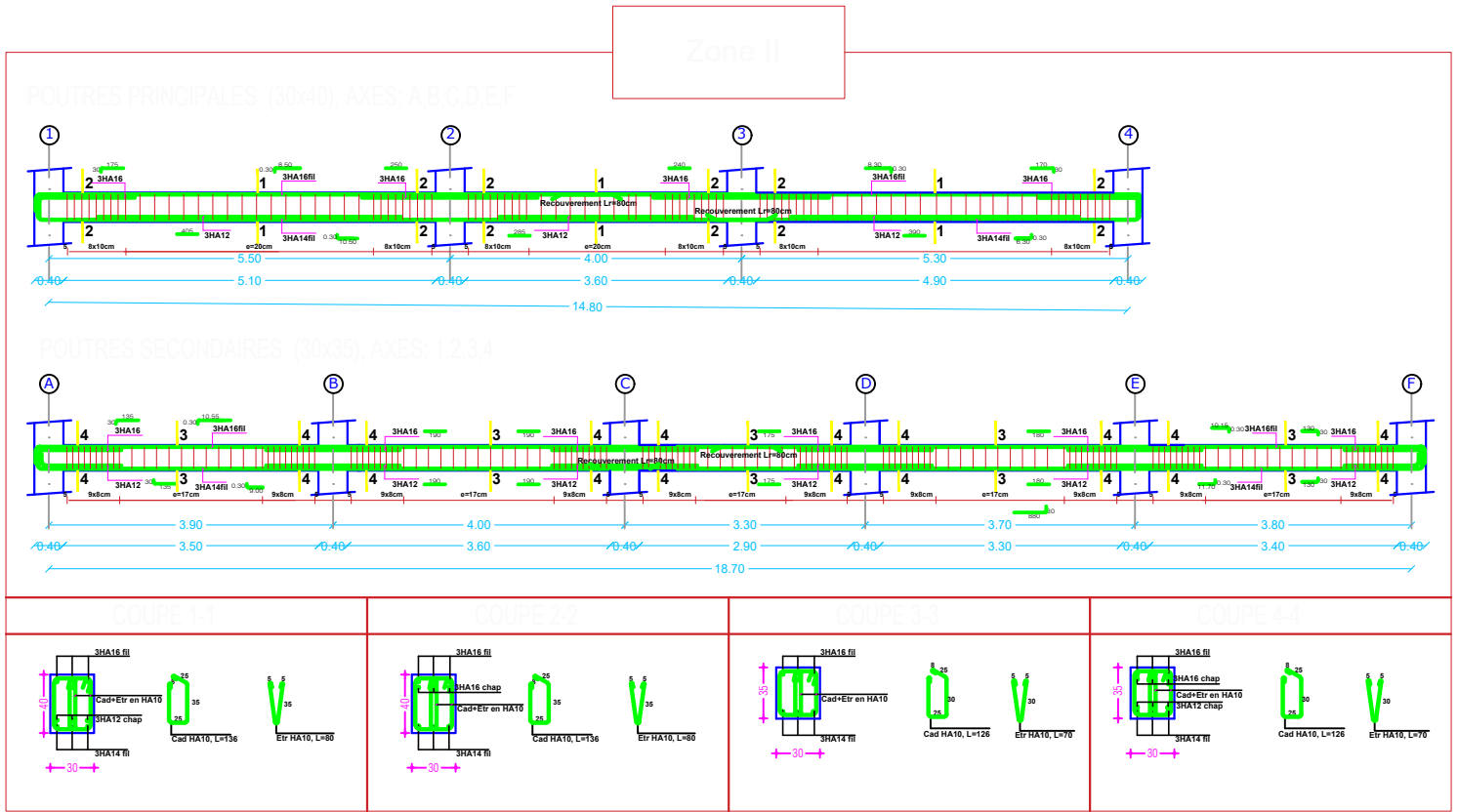
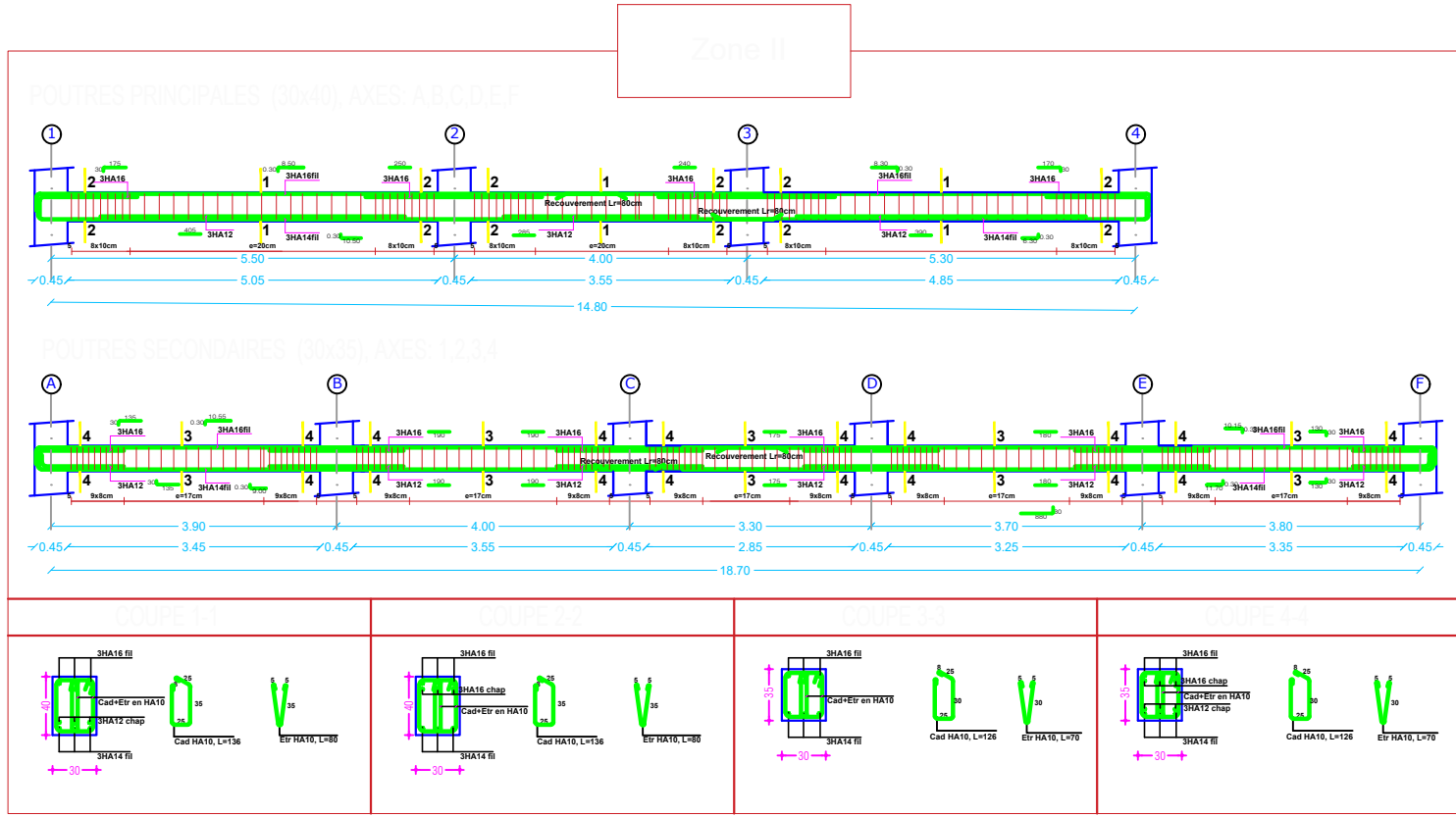


Zone II  
(45x45)

COUPE A-A



Zone I  
(50x50)



Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou  
 Faculté de Génie de la Construction

---

**ETUDE D'UN BATIMENT EN R+8+inaccessible**
année: 2018/2019

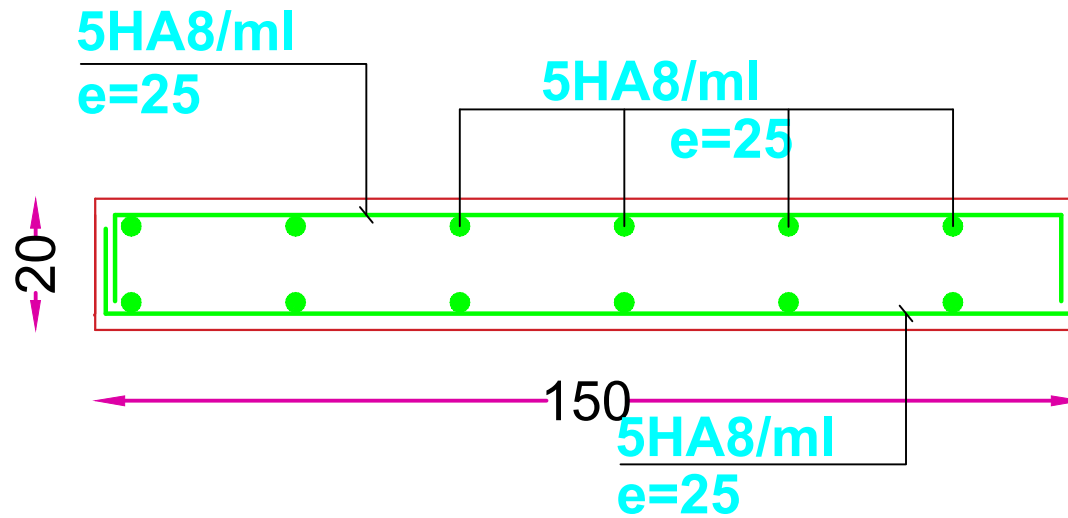
---

<b>FERRAILAGE POITRES PRINCIPALES ET SECONDAIRES</b>	ECHELLES DU PLAN: 1/50-1/25-	PLAN N°: 05
--	---------------------------------	----------------

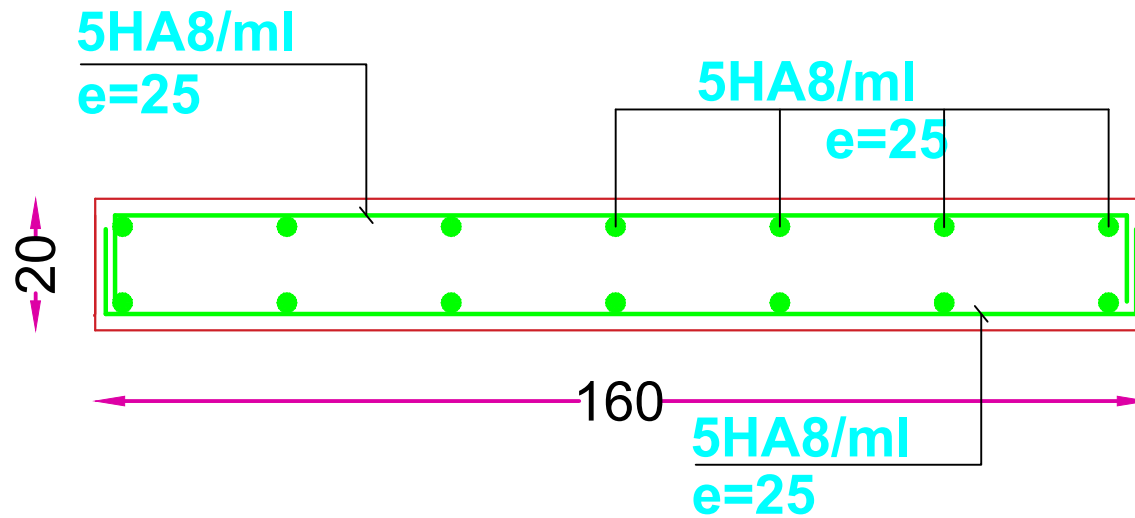
---

Présenté par:  
 -Mr GHAZI AYOUB  
 -Mr GUIDOU ZIAD

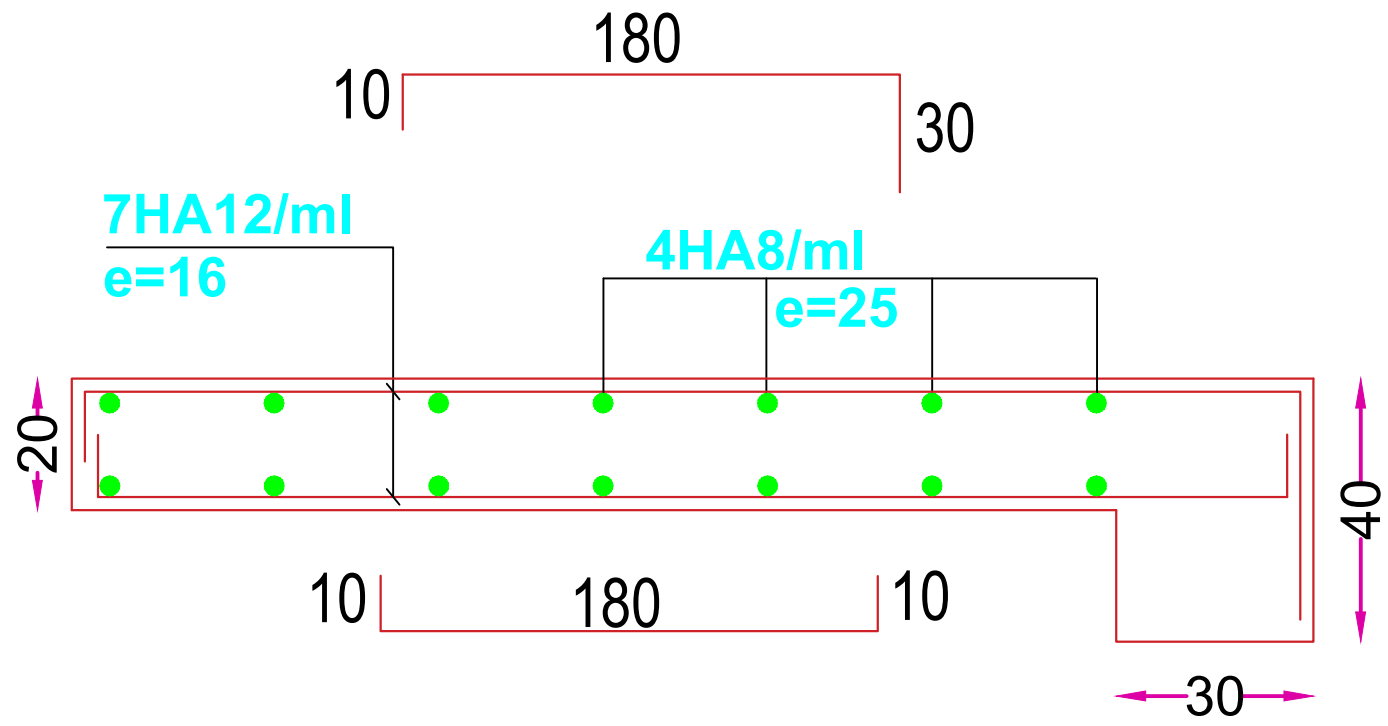
*Sens x-x  $l_x = 1.50\text{ m}$*



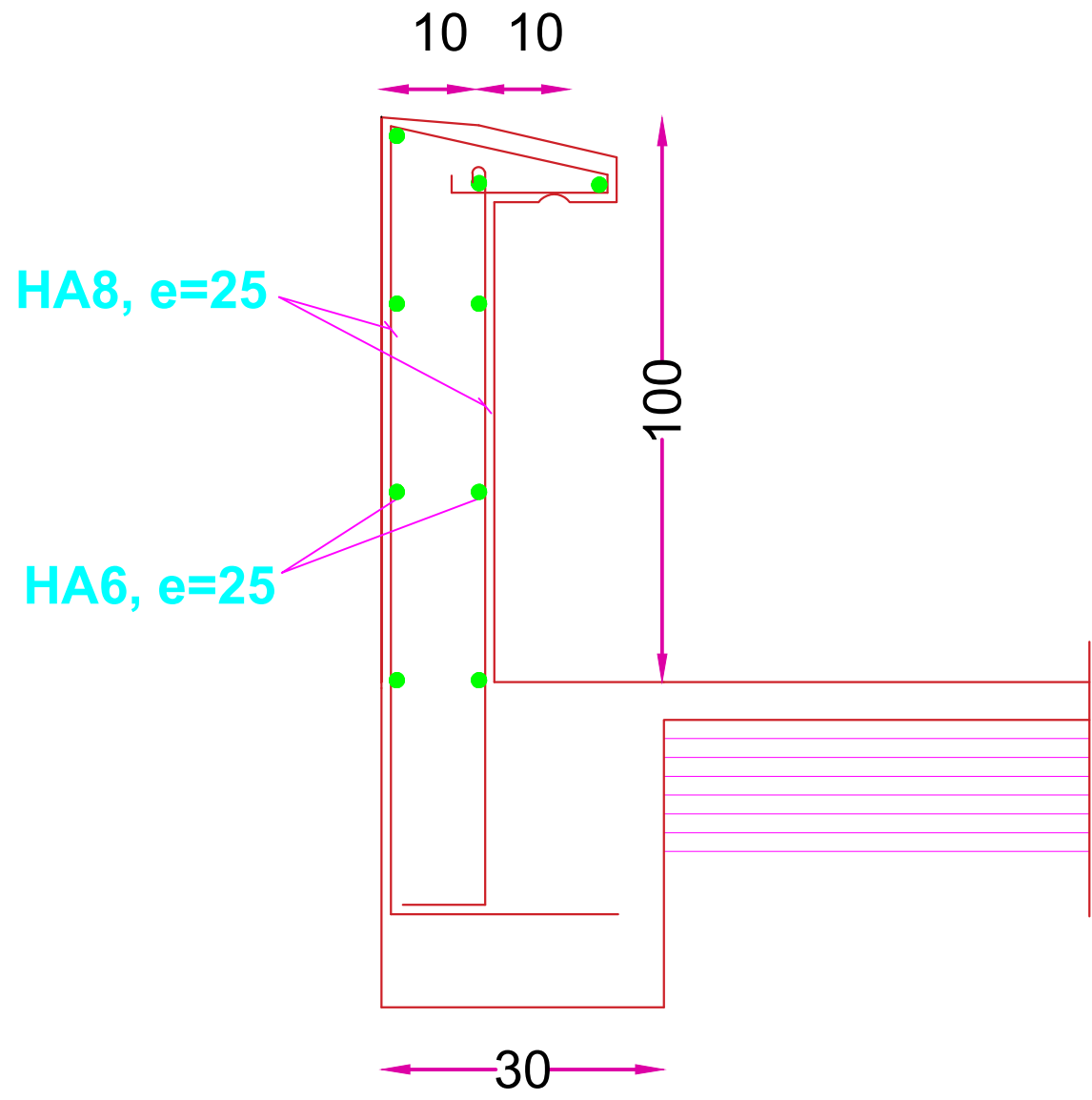
*Sens y-y  $l_y = 1.60\text{ m}$*



SALLE MACHINE



FERRAILLAGE DES BALCONS



FERRAILLAGE D'ACROTERE