

*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
*Ministère de l'Enseignement Supérieur*  
*Et de la Recherche Scientifique*  
*Université Abderrahmane MIRA- Bejaia*  
*Faculté de la technologie*  
*Département de Génie Civil*

# Mémoire de fin d'études

## Mémoire de fin d'études

*En Vue d'Obtention du Diplôme Master 2 en génie civil*  
*Option : Matériaux structures*

### Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+9+S-sol) contreventé par un système mixte  
(Voiles – Portiques)**

#### Présenté par :

**M<sup>r</sup>.Bouhired Said**  
**M<sup>r</sup>.Aissani Abdelhak**

#### Promoter:

**M<sup>r</sup>.Ourabeh**

#### Jury:

**M<sup>r</sup>. Chelouah**  
**M<sup>elle</sup>.Meziani**

**Promotion 2013-2014**

# *Remerciements*

*Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.*

*Nous remercions nos familles respectives qui nous ont toujours encouragées et soutenues durant toutes nos études.*

*Nos plus grands remerciements vont à notre promoteur Mr Ourabah pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin tout au long de ce travail.*

*Nous remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.*

*Nous tenons à remercier également l'ensemble des enseignants de département GENIE CIVIL pour leurs rôles importants dans notre formation.*

*Nous remercions tous nos amis (es) qui nous ont beaucoup aidé à la réussite de ce travail ; cher SAMIR , ACHOUR,Hillel,Elkhodhir et notre promotion de Génie Civil.*

*Notre sincère gratitude va vers tous ce qui a participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

# DEDICACE

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Mes très chers parents qui m'ont soutenu et  
encouragé durant toute ma vie.*

*Mes sœurs (Rabiha, Lila)*

*Ma tante (Rachida)*

*Mon frère et à toute la famille AISSANI.*

*Mes amis sans exception.*

*Toute la promotion 2014( MS ; CM).*



**Abdelhak**

# DEDICACE

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Mes très chers parents qui m'ont soutenu et  
encouragé durant toute ma vie.*

*Ma sœur Hanane*

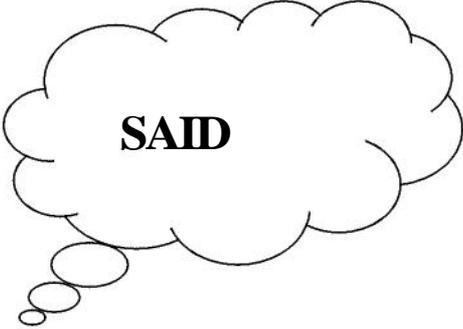
*Ma grande mère Nana rosa*

*Mes tentes (Hanifa Hassina)*

*Mes frères et à toute la famille BOUHIRED.*

**+** *Mes amis sans exception.*

**+** *Toute la promotion 2014(CCI ; MS ; CM).*



**SAID**

### INTRODUCTION

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de 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 la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts de sol.

Le mouvement sismique a pour effets d'induire dans le sol et les ouvrages des forces d'inerties importantes et rapidement variables. Son action s'exerce d'une manière fondamentalement dynamique.

L'amélioration de la réglementation technique de la construction se base sur une connaissance approfondie du mouvement du sol.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est censé de concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte des différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un rectorat (R+9+s-sol), il est contreventé par un système mixte (voiles portiques).

Nos trois premiers chapitres se résument au calcul statique, ensuite on nous entamons l'étude dynamique dans le IV chapitre à la recherche d'un bon comportement de notre structure par la mise en place de bon choix de disposition des voiles.

Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du RPA, sa réponse va être calculée en utilisant le SAP 2000 V14, le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre V et enfin le calcul de l'infrastructure fera l'objet du chapitre VI.

## **Introduction :**

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

### **I.1. Présentation de l'ouvrage :**

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un rectorat (R+9+sous-sol) implanté à **Bejaïa**, cette structure est destinée à usage de bureau elle est classée d'après les règles parasismiques algériennes « **RPA99 /version 2003** » dans le groupe d'usage **1B**, ayant une grande importance.

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude rentre dans le cadre de la réalisation d'un rectorat à Terga Ouzemour, d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), le site est classé en zone **IIa** (zone de moyenne sismicité).

- **Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**
  - ❖ Hauteur totale du bâtiment : 34 m
  - ❖ Hauteur du RDC : 3.4 m
  - ❖ Hauteur du sous-sol : 4 m
  - ❖ Hauteur de l'étage courant : 3.4 m
  - ❖ Largeur totale du bâtiment : 21.66 m
  - ❖ Longueur totale du bâtiment : 32.85 m
- **Les règlements et les normes utilisés :**
  - ❖ BAEL 91
  - ❖ CBA 93
  - ❖ RPA 99 version 2003
  - ❖ Les différents DTR

## I.2. Caractéristiques des matériaux :

### I.2.1. Béton :

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment) dosé à 350 Kg/m<sup>3</sup>, de l'eau et éventuellement des adjuvants.

#### I.2.1.1. Composition du Béton :

Le béton comporte les composants suivants : granulats, ciment, sable, eau ainsi que le cas échéant les adjuvants et ajouts.

Le béton doit satisfaire au traitement ultérieur les exigences suivantes :

- ✓ Sécurité de la structure.
- ✓ Propriétés particulières (confort).
- ✓ La durabilité et la résistance.
- ✓ L'environnement (respect de l'écologie).

Il est influencé par les grandeurs suivantes :

- ✓ Le malaxage (type et la durée).
- ✓ Le transport (type et le temps écoulé).
- ✓ La mise en œuvre (l'étalement, compactage).
- ✓ Le Cure du béton.

#### I.2.1.2. Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite : valeur caractéristique requise, notée  $f_{c28}$ . Cette résistance est mesurée sur éprouvette cylindrique ayant un diamètre de 16cm et une hauteur de 32cm écrasée en compression centrée.

Lorsque  $j \leq 28$  jours, la résistance du béton non traitée thermiquement suit approximativement les lois suivantes : **CBA93(Art, A.2.1.1.1)**.

✓ Bétons de résistance courante :  $f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$  pour  $f_{c28} \leq 40MPa$

✓ Bétons de haute résistance :  $f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28}$  pour  $f_{c28} > 40MPa$

- Lorsque l'âge dépasse 28 jours, on peut admettre une valeur au plus égale à  $1.1 \times f_{c28}$ , à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance  $f_{c28}$  atteigne au plus 40 MPA.

- Lorsque :  $j \geq 60 \rightarrow$  On utilise la relation : 
$$\begin{cases} f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \\ f_{c28} = 25MPa \end{cases}$$

### I.2.1.3. Résistance caractéristique du béton à la traction :

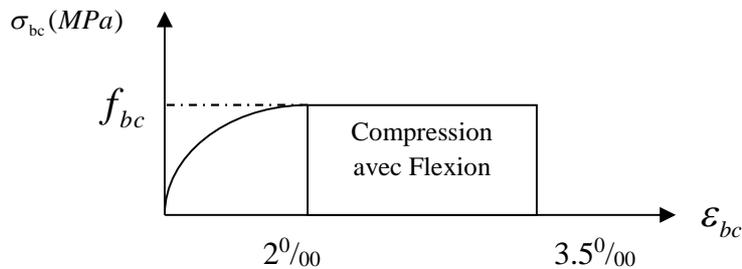
La résistance du béton à la traction à l'âge de  $j$  jours  $f_{ij}$  est définie conventionnellement par la formule suivante :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60MPa \quad \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2).}$$

$$\text{Pour notre projet } f_{c28} = 25MPa . \quad f_{t28} = 2.1MPa$$

### I.2.1.4. Diagramme contraintes déformations : $\sigma = f(\varepsilon)$

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :



**Figure I.1:** Diagramme contraintes déformations  $\sigma = f(\varepsilon_{bc})$ .

- En compression pure : les déformations relatives étant limitées à 2‰ (partie parabolique du graphe).
- En compression avec flexion: le diagramme de calcul est dit parabole rectangle.  $(2‰ < \varepsilon_{bc} < 3.5‰)$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{CBA 93 (Article A.4.3.4.1).}$$

Avec : 0.85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charge de longue durée.

- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :
  - ✓  $\gamma_b = 1.15 \rightarrow$  situation accidentelle.
  - ✓  $\gamma_b = 1.5 \rightarrow$  situation courante (durable).
- $\theta = 1 \rightarrow$  pour une durée probable d'application de la combinaison d'action supérieure à 24h.

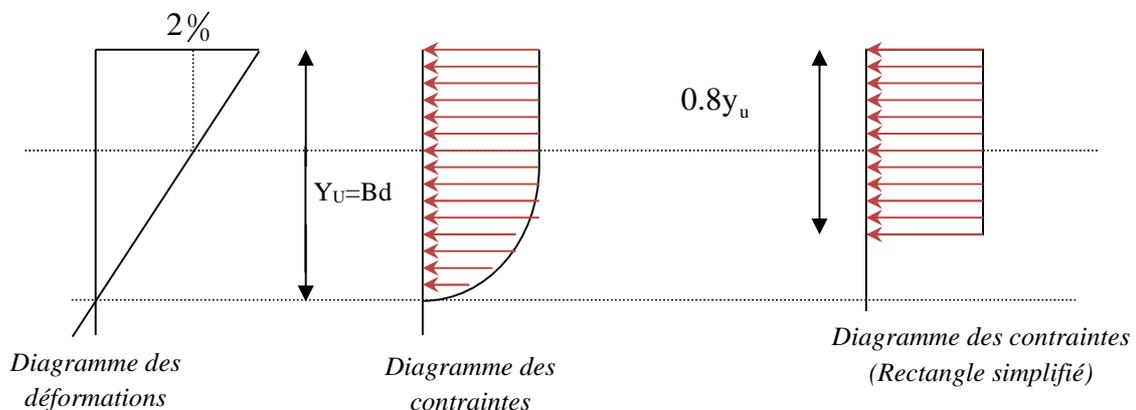
- $\theta=0.9$  → pour une durée probable d'application comprise entre 1h et 24h.
- $\theta=0.85$  → pour une durée probable d'application inférieure à 1h.

### I.2.1.5. Les contraintes limites ultimes du béton:

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

1) La contrainte limite de compression à l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \text{BAEL 91 (Article A.4.3).}$$



**Figure I.2:** Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression-flexion).

2) La contrainte de cisaillement:

Elle est donnée en fonction de la nuisance de la fissuration

➤ Cas de fissuration peu nuisible :  $\tau_u = \min \left[ \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right), 5 \text{ MPa} \right]$

Pour  $f_{e28} = 25 \text{ MPa}$ . →  $\tau_u = 3.34 \text{ MPa}$

➤ Cas de fissuration nuisible ou très nuisible :  $\tau_u = \min \left[ \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right), 4 \text{ MPa} \right]$

Pour  $f_{e28} = 25 \text{ MPa}$ . →  $\tau_u = 2.5 \text{ MPa}$

#### a) Etat limite de service :(ELS)

La contrainte limite en service à ne pas dépasser en compression est :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{e28} . \quad \text{CBA 93 (Article A.4.5.2).}$$

Pour  $f_{e28} = 25 \text{ MPa}$  →  $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .

A ELS, le béton est en phase élastique d'où le diagramme suivant :

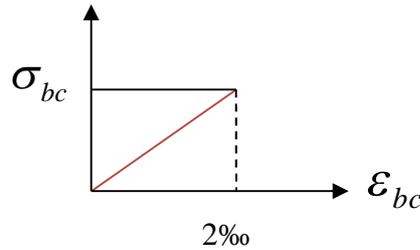


Figure I.3: diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.

### I.2.1.6. Autres caractéristiques :

#### ♣ Module de déformation longitudinale du béton :

##### • A court terme :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet que le module de déformation longitudinal instantané du béton est égal :

$$E_{ij} = 11000(f_{c28})^{1/3} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.1).}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ Mpa}$$

##### • A long terme :

Les déformations différées comprennent le retrait et le fluage, on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

Cette règle revient à considérer un module de déformation différé ( $E_{vj}$ ) qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée de fluage).

Il est donné par la formule suivante :

$$E_{vj} = \frac{1}{3} E_{ij} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.2).}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{vj} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

#### ♣ Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale.

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

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

#### ♣ Module de déformation transversale du béton :

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)} \quad \text{Avec } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow G = 0.5 \times E_{ij} \\ \nu = 0.2 \rightarrow G = 0.42 \times E_{ij} \end{cases}$$

## I.2.2. Les aciers :

### I.2.2.1. Définition :

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité, on distingue trois catégories :

❖ Les treillis soudés (TR):

Ils sont utilisés comme armature dans les dalles car cela évite l'arrimage des barres transversales et longitudinales entre elles.

❖ Les ronds lisses (RL):

Leur emploi est limité à quelques usages particuliers.

❖ Aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA):

Selon (Art.7.2.2 de RPA99) les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec  $f_e \leq 500\text{Mpa}$  et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égale à 5%.

### I.2.2.2. Nuances des aciers utilisés :

- Aciers longitudinaux et transversaux : on utilise des barres de haute résistance de nuance de FeE400 de limite élastique de 400Mpa.
- Les treillis soudés : on adoptera la nuance FeE235Mpa avec Ø6

### I.2.2.3 Contraintes de calcul aux états limites :

a) Etat limite ultime (ELU):

$$\begin{cases} \sigma_s = f_e / \gamma_s \text{ pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \text{ pour } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases} \rightarrow \text{Avec} \quad \varepsilon_s = f_e / \gamma_s \times E_s$$

$$\text{Telque : } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour situation durable.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour situation accidentelle} \\ \varepsilon_s : \text{Allongement relatif} \\ E_s = 2.10^5 \text{ MPa .....Module d'élasticité longitudinal de l'acier.} \end{cases}$$

Pour notre cas :

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Situation durable.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

b) Diagramme contraintes déformations : CBA (A .2.2.2)

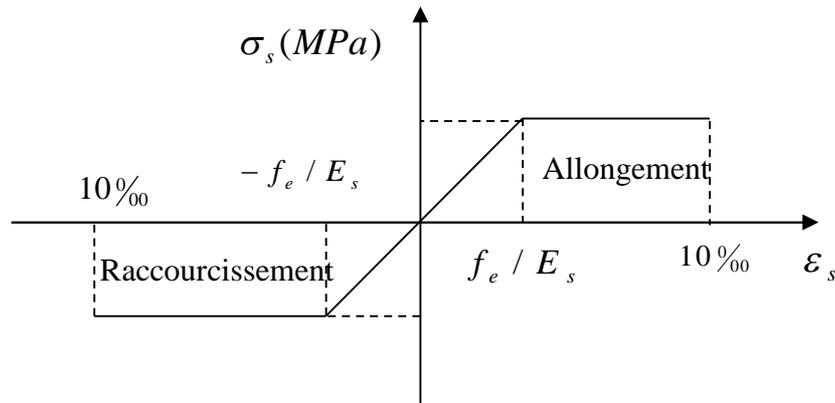


Figure I.4: Diagramme contraintes déformations.

c) Etat limite de service (ELS): Selon le BAEL91 :

La limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire, donc la valeur de ( $\sigma_s$ ) est donnée en fonction de type de la fissuration.

1-Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.

2-Fissuration nuisible :

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries.  $\sigma_s \leq \min \left[ (2/3) \times f_e ; 110 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2} \right]$  **CBA93 (A.4.5.3.3).**

3-fissuration très nuisible (ouvrage en mer) :

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs

$$\sigma_s \leq \min \left[ 0.5 \times f_e ; 90 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2} \right] \quad \text{CBA93 (A4.5.3.4).}$$

Avec  $\eta$  coefficient de fissuration :

$\eta = 1$ ..... Pour les ronds lisses.

$\eta = 1.6$ .... pour les HA .

### **I.3. Les actions et sollicitations :**

#### **I.3.1. Actions :**

Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées à la structure ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'états (retrait, les variations de température, tassements d'appuis) qui entraînent des déformations de la structure, elles proviennent donc :

- ✓ Des charges permanentes.
- ✓ Des charges d'exploitation.
- ✓ Des charges climatiques.

On distingue trois types d'actions.

#### **1. Les actions permanentes (G) :**

Ce sont des actions dont les variations de l'intensité sont rares ou négligeables par rapport à la valeur moyenne, elles comportent :

- Poids propres des éléments de construction.
- Le poids de revêtement et cloisons.
- Le poids et les poussées des terres des solides ou des liquides.

#### **2. Les actions variables (Qi) :**

Ce sont des actions de courte durée d'application dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).
- Charges climatiques (neige, vent).
- Actions de températures, du retrait...etc.

#### **3. Les actions accidentelles (FA):**

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application citant :

- Séisme.
- Chocs de véhicules routiers.
- Explosion.
- Avalanche.

### **I.3.2. Sollicitations :**

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme des forces, des efforts (normaux ou tranchants), de moments (de flexion, de torsion).

### **I.3.3. Différentes combinaisons d'action données par le RPA :**

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

- Situation durable :
  - ELU :  $1.35G+1.5Q$
  - ELS :  $G+Q$
- Situation accidentelle :
  - $G+Q\pm E$ .
  - $G+Q\pm 1.2 \times E$ .

### **Conclusion :**

Le béton est un matériau qui résulte du mélange de plusieurs composants, le choix et le dosage des différents matériaux ont une influence directe sur ces propriétés.

Vu que le matériau béton travaille mal à la traction, il est associé à l'acier pour avoir une bonne résistance vis-à-vis de traction et la compression. Pour ce, il faut bien choisir l'organisation structurale spécifique résultante de bonne composition et des caractéristique du béton, ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

## Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dus aux charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Cette phase est une étape régie par des lois qui découlent généralement de la limitation des déformations (flèches...), et parfois de la condition de résistance au feu. Cette étape représente le point de départ et la base de justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme aux règlements **BAEL 91, CBA 93, RPA 99** version 2003 et les différents DTR.

### II.1. Poutres :

La hauteur des poutres est donnée par l'expression suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :  $L_{max}$  : La plus grande portée -entre nus d'appuis- dans le sens considéré.

#### II.1.1. Poutre secondaire :

On a  $L_{max} = (5 - 0.5) = 4.5$  m.

$$\text{Donc, } \frac{450}{15} \leq h_s \leq \frac{450}{10} \Rightarrow 30 \text{ cm} \leq h_s \leq 45 \text{ cm}$$

Alors, on prend  $\begin{cases} h_s = 40 \text{ cm} \\ b_s = 35 \text{ cm} \end{cases}$ ,  $(b_s, h_s)$  : dimensions de la poutre secondaire.

#### ❖ Vérification des conditions du RPA :

✓  $b_s = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ , vérifiée.

✓  $h_s = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ , vérifiée.

✓  $\frac{h_s}{b_s} = 1.1428 < 4$ , vérifiée.

Donc, les conditions du RPA sont vérifiées, les dimensions sont maintenues.

#### II.1.2. Poutre principale :

On a  $L_{max} = (7 - 0.5) = 6.5$  m.

$$\text{Donc, } \frac{650}{15} \leq h_p \leq \frac{650}{10} \Rightarrow 43,3 \text{ cm} \leq h_s \leq 65 \text{ cm}$$

Alors, on prend  $\begin{cases} h_p = 55 \text{ cm} \\ b_p = 35 \text{ cm} \end{cases}$ ,  $(b_p, h_p)$  : dimensions de la poutre principale.

❖ **Vérification des conditions du RPA :**

- ✓  $b_p = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ , vérifiée.
- ✓  $h_p = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ , vérifiée.
- ✓  $\frac{h_p}{b_p} = 1.57 < 4$ , vérifiée.

## II.2. Plancher :

Le plancher est une plate-forme généralement plane, qui sert à séparer entre deux niveaux qui transmet les charges et les surcharges, qui lui sont directement appliquées, aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux pour l'étage courant.
- Plancher à dalle plane pour ceux de la cage d'escalier et balcons.

L'épaisseur des planchers dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Aussi, l'épaisseur des planchers est déduite à partir de conditions citées ultérieurement ci-dessous.

### II.2.1. Plancher à corps creux :

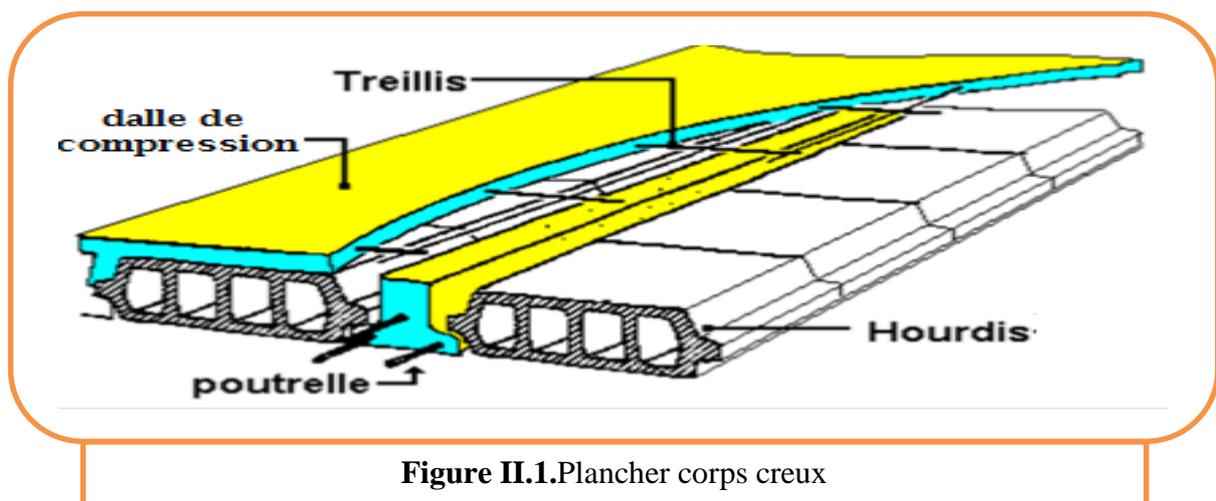


Figure II.1. Plancher corps creux

Les planchers des étages RDC jusqu'à 10 (courant) sont en corps creux.

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

Avec :

- ✓  $h_t$  : Hauteur total du plancher.
- ✓  $L_{max}$  : La plus grande portée - entre nus d'appuis - dans le sens de disposition des poutrelles.

- **Etage de service :**

$$L_{max} = 5 - 0.5 = 4.5 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq \frac{450}{22.5}$$

Donc  $h_t \geq 20 \text{ cm}$

- ❖ Conclusion :

Alors, tous les planchers seront des planchers [16 + 4]

$$\begin{cases} h_{\text{corps creux}} = 16 \text{ cm} \\ h_{\text{dalle de compression}} = 4 \text{ cm} \\ h_{\text{total}} = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

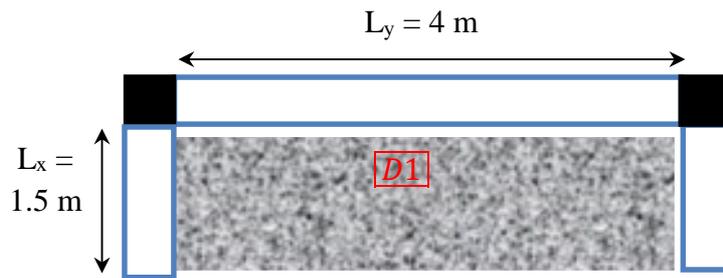
### II.2.2. Plancher à dalle pleine :

- Plancher courant : D<sub>1</sub> (dalle sur 3 appuis,  $\rho = 0.37 < 0.4$ )

- ✓ Critère de résistance :  $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$

- $e$  : épaisseur de la dalle.
- $l_x$  : le plus petit côté du panneau de la dalle.

- ✓ Critère de coup feu : pour 2 heures de coup feu,  $e \geq 11 \text{ cm}$

Figure II.3: panneau D<sub>2</sub>

$$\text{Donc, } \left\{ \begin{array}{l} \frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \\ \text{pour 2 heures de coup feu, } e \geq 11 \text{ cm} \end{array} \right.$$

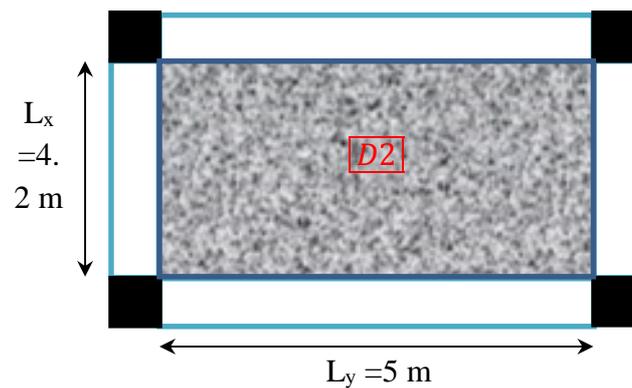
$$\left\{ \begin{array}{l} 4.28 \text{ cm} \leq e \leq 5 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{Alors, } \boxed{e = 15 \text{ cm}}$$

- Plancher de la cage d'escalier : D<sub>4</sub> (*dalle sur 4 appuis*,  $\rho = 0.84 > 0.4$ )

✓ Critère de résistance :  $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$

- $e$  : épaisseur de la dalle.
- $l_x$  : le plus petit côté du panneau de la dalle.

✓ Critère de coup feu : pour 2 heures de coup feu,  $e \geq 11 \text{ cm}$

Figure II.4: panneau D<sub>2</sub>

Donc, on aura

$$\begin{cases} \frac{420}{35} \leq e \leq \frac{465}{30} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 12 \text{ cm} \leq e \leq 14 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc,

$$e = 15 \text{ cm}$$

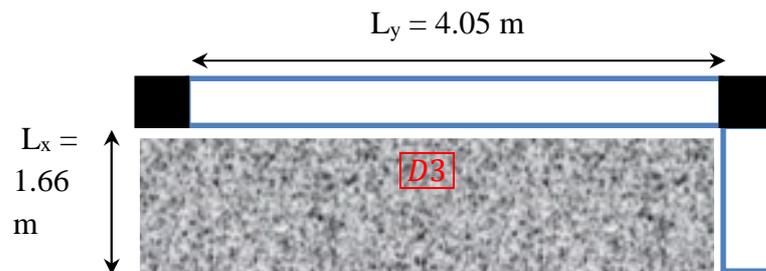
- Plancher courant :  $\underline{D}_3$  (dalle sur 2 appuis,  $\rho = 0.4 < 0.4$ )

✓ Critère de résistance :  $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$

▪  $e$  : épaisseur de la dalle.

▪  $l_x$  : le plus petit côté du panneau de la dalle.

✓ Critère de coup feu : pour 2 heures de coup feu,  $e \geq 11 \text{ cm}$



**Figure II.2:** panneau  $D_2$

Donc,  $\begin{cases} \frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \\ \text{pour 2 heures de coup feu, } e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$

$$\begin{cases} 4.74 \text{ cm} \leq e \leq 5.53 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$$

Alors,

$$e = 15 \text{ cm}$$

**Conclusion :** Tous les planchers en dalle pleine auront une épaisseur  $e = 15 \text{ cm}$ .

## ✓ Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des planchers

<b>Tableau II.1 : évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des planchers.</b>						
<b>plancher</b>	<b>réfèrent</b>	<b>désignation</b>	<b>Poids volumique (KN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Epaisseurs (m)</b>	<b>Poids G (KN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Surcharges Q (KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Terrasse inaccessible</b>	<b>1</b>	<b>Gravillon de protection</b>	20	0.04	0.8	<b>1</b>
	<b>2</b>	<b>Etanchéité multicouches</b>	6	0.02	0.12	
	<b>3</b>	<b>Forme de pente</b>	22	0.065	1.43	
	<b>4</b>	<b>Isolation thermique</b>	18	0.015	0.27	
	<b>5</b>	<b>Plancher à corps creux (16+4)</b>	/	/	2,85	
	<b>6</b>	<b>Enduit de plâtre</b>	14	0.02	0.28	
<b>Total</b>					<b>5.75</b>	
<b>Plancher Courant à usage de service</b>	<b>1</b>	<b>Revêtement en carrelage</b>	22	0.02	0.44	<b>2.5 pour le plancher courant</b>
	<b>2</b>	<b>Mortier de pose</b>	20	0.02	0.4	
	<b>3</b>	<b>Lit de sable</b>	18	0.02	0.36	
	<b>4</b>	<b>Plancher à corps creux (16+4)</b>			2,85	
	<b>5</b>	<b>Enduit de plâtre</b>	14	0.02	0.28	
	<b>6</b>	<b>Cloison de distribution</b>	9	0.1	0.9	
<b>Total</b>					<b>5.23</b>	

<b>Dalle pleine,</b>	<b>1</b>	<b>Revêtement en carrelage</b>	22	0.02	0.44	<b>3.5 pour les balcons</b>
	<b>2</b>	<b>Mortier de pose</b>	20	0.02	0.4	
	<b>3</b>	<b>Lit de sable</b>	18	0.02	0.36	<b>5 pour le plancher</b>
	<b>4</b>	<b>Dalle pleine</b>	25	0.12	3	
	<b>5</b>	<b>Enduit de plâtre</b>	14	0.02	0.28	
<b>Total</b>					<b>4.48</b>	

✓ **Evaluation des charges des murs extérieurs et intérieurs**

<b>Tableau II.2</b> :évaluation de la charge permanente des murs extérieurs et intérieurs.				
<b>Type de murs</b>	<b>Désignation</b>	<b>Poids volumique (KN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Epaisseurs (m)</b>	<b>Poids G (KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Murs extérieurs</b>	<b>Enduit de ciment</b>	20	0.02	0.4
	<b>Brique creuse</b>	9	0.15	1.35
	<b>Lame d'aire</b>		0.05	
	<b>Brique creuse</b>	9	0.1	0.9
	<b>Enduit de plâtre</b>	14	0.02	0.28
<b>Total</b>				<b>2.93</b>
<b>Murs intérieurs</b>	<b>Enduit de plâtre</b>	14	0.02	0.28
	<b>Brique creuse</b>	9	0.1	0.9
	<b>Enduit de plâtre</b>	14	0.02	0.28
<b>Total</b>				<b>1.46</b>

### II.3. Voiles :

Les murs en béton armé servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme, vent). D'autre part, de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA 99 version 2003, les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4.e$ ) sont considérés comme des voiles, avec :

- $L$  : longueur minimale du voile.
- $e$  : épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 du RPA 99 version 2003 définit comme étant l'épaisseur minimale du voile et de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_l$ .

- Epaisseur du voile : 
$$\begin{cases} e \geq 15 \text{ cm}, & \text{article 7.7.1 du RPA 99 / 2003} \\ e = f(h_e) \end{cases}$$

Avec :  $h_l = h - e_{dalle}$  (hauteur libre d'étage).

- ✓ On va opter pour un voile simple



- $L$  : longueur minimale du voile.
- $e$  : épaisseur du voile,  $\Rightarrow e \geq \frac{h_e}{20}$

- étage RDC:  $h_{\text{étage}} = 3.4 \text{ m}$ , donc,  $h_l = 3.2 \text{ m}$ .

$$e \geq \frac{320}{20} \Rightarrow e \geq 16 \text{ cm.}$$

Alors, on prend pour le

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

- Etages (courant) :  $h_{\text{étage}} = 3.4 \text{ m}$ , donc,  $h_l = 3.2 \text{ m}$ .

$$e \geq \frac{320}{20} \Rightarrow e \geq 16 \text{ cm.}$$

Alors, l'épaisseur est

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

## II.4. Escaliers :

Dans notre projet, on distingue 1 type d'escalier :

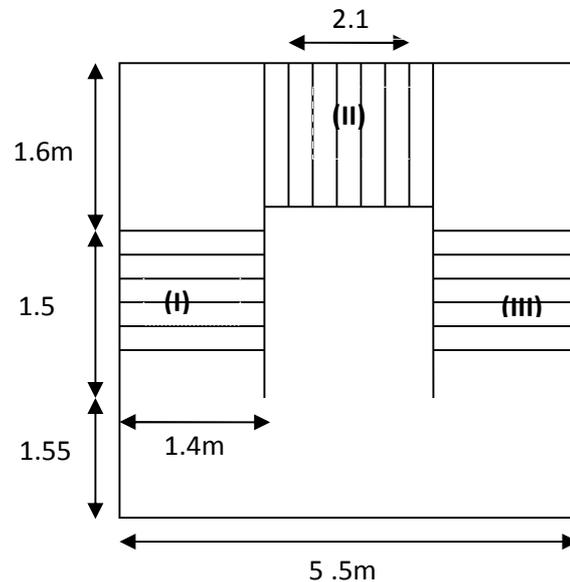


Figure II .6 . escalier à 3 volées

$L_p$  : longueur du palier                       $h$  : hauteur de la contremarche.

$L$  : retombé de la volée.                       $g$  : giron

$H$  : hauteur de la volée.

$L_v$  : longueur de la volée.

Pour qu'un escalier garantie sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- la hauteur  $h$  des contremarches se situe entre 14 et 18 cm ;
- la largeur  $g$  se situe entre 25 et 32 cm.
- la formule empirique de BLONDEL:

$$60 \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$$

Avec :

$$\begin{cases} H = H/n : \text{nombre de contre marches} \\ g = L/(n-1) \quad n-1 : \text{nombre de marches.} \end{cases}$$

En résolvant l'équation :  $64 n^2 - (64+2H+L) n + 2H = 0$ , on retrouvera le nombre de

contre marches.

- Escalier à 3 volées
- Type Etage courant et rdc :

$$\text{Epaisseur de la paille} \begin{cases} \frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \\ \text{pour 2 heures de coup feu, } e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$$

$$L_v = \sqrt{L^2 + H^2} \Rightarrow L_v = 1.81 \text{ m.}$$

$$L' = L_v + L_{p1} = 1.81 + 1.3 \Rightarrow L' = 3.13 \text{ m.}$$

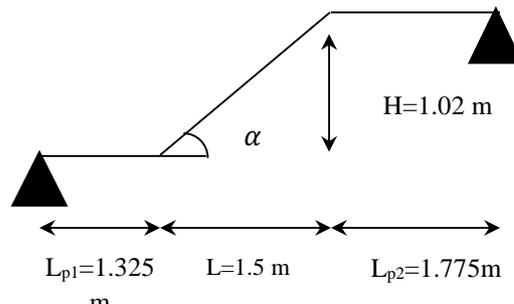
$$\Rightarrow \begin{cases} 10.45 \text{ cm} \leq e \leq 15.65 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc, l'épaisseur de la paille est :  $e=15\text{cm}$

$$\alpha = \text{tg}^{-1} \left( \frac{H}{L} \right) \Rightarrow \alpha = 34.21^\circ.$$

$$\begin{cases} n = 6. \\ h = 17 \text{ cm.} \\ g = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$, \begin{cases} n = 9. \\ h = 17 \text{ cm.} \\ g = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$



Donc, les charges permanentes et surcharges d'exploitations des escaliers sont décrites dans les deux tableaux ci-dessous.

**Tableau II.3** : évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des paliers d'escaliers.

Désignation	Poids volumique (KN /m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Palier</b>	25	0.15	3.75	<b>2.5</b>
<b>Carrelage</b>	22	0.02	0.44	
<b>Mortier de pose</b>	20	0.02	0.4	
<b>Lit de sable</b>	18	0.02	0.36	
<b>Enduit de plâtre</b>	14	0.02		
<b>Total</b>	/	/	<b>5.23</b>	

**Tableau II.4** : évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation des volées d'escaliers.

Désignation	Poids volumique (KN /m <sup>3</sup> )	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Revêtement en carrelage H</b>	22	0.02	0.44	<b>2.5</b>
<b>Revêtement en carrelage V</b>	22	0.02 h/g	0,25	
<b>Mortier de pose H</b>	20	0.02	0.4	
<b>Mortier de pose V</b>	20	0.02 h/g	0.23	
<b>Marches</b>	22	h/2	1.87	

<b>Paillasse</b>	25	$0.15/\cos(34.02^\circ)$	4.524	
<b>Enduit en plâtre</b>	14	$0.02/\cos(34.02^\circ)$	0.338	
<b>Total</b>		<b>Epaisseur 15cm</b>	<b>8.186</b>	<b>2.5</b>

## II.5. Acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde-corps pour les terrasses accessibles.

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans ce qui suit :

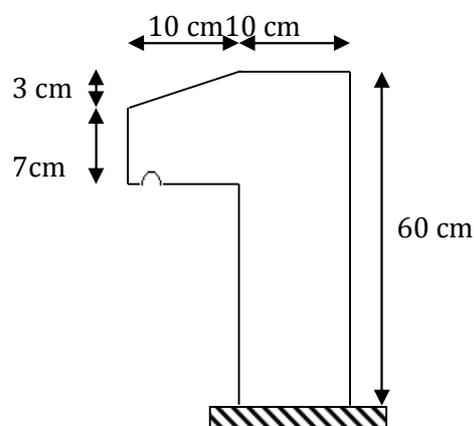


Figure II.7:Schémas de l'acrotère

<b>Hauteur (cm)</b>	<b>Epaisseur (cm)</b>	<b>Surface (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Poids propre (KN/ml)</b>	<b>Enduit ciment (intérieur et extérieur) (KN/ml)</b>	<b>G Total (KN/ml)</b>	<b>Q (KN/ml)</b>
60	10	0.069	1.725	0.36	2.085	1

## II.6. Poteaux :

### ➤ Poteau **B1**:

- $L_{pp} = 3.325 + 2.575 = 5.9 \text{ m.}$
- $L_{ps} = 2.1 + 2.2 = 4.3 \text{ m.}$
- $S_{aff} = 20.72 \text{ m}^2.$
- $S_{aff CE} = 4.97 \text{ m}^2.$

### ➤ **Les cloisons:**

$$h_l = (3.4 - 0.55) = 2.85 \text{ m}$$

- $S_{murint} = 9.5 \text{ m}^2.$

$$h_l = (3.4 - 0.55) = 2.85 \text{ m}$$

- $S_{ext} = 13.31 \text{ m}^2.$

### ❖ **LOI DE DEGRESSION DES CHARGES :(D.T.RB.C.2.2ART 6.3) :**

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.  $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  Sont les charges d'exploitation respectives des planchers d'étages **1,2,.....,n**, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

### ➤ .

Nous exposerons dans le tableau qui suit l'évaluation de la dégression de la surcharge d'exploitation  $\ll Q \gg$  :

NATURE	Q <sub>étage</sub> (KN /m <sup>2</sup> )	S <sub>étage</sub> (m <sup>2</sup> )	Q <sub>escalier</sub> (KN /m <sup>2</sup> )	S <sub>escalier</sub> (m <sup>2</sup> )	Q <sub>étage</sub> (KN)	Q <sub>escalier</sub> (KN)	Q Total (KN)
Terrasse inaccessible	1	20.72	0	4.94		0	20.72
Étage 9	2.5	20.72	2.5	4.94	20.72	0	41.44
Étage 8	2.5	20.72	2.5	4.94	51.8	12.35	105.59
Étage 7	2.5	20.72	2.5	4.94	51.8	12.35	169.74
Étage 6	2.5	20.72	2.5	4.94	51.8	12.35	233.89
Étage 5	2.5	20.72	2.5	4.94	51.8	12.35	298.04
Étage 4	2.5	20.72	2.5	4.94	51.8	12.35	362.19
Étage 3	2.5	20.72	2.5	4.94	51.8	12.35	426.34
Étage 2	2.5	20.72	2.5	4.94	51.8	12.35	490.49
Étage 1	2.5	20.72	2.5	4.94	51.8	12.35	554.64
RDC	2.5	20.72	2.5	4.94	51.8	12.35	618.79
E-SOL	2.5	20.72	2.5	4.94	51.8	12.35	682.94

NIVEAU	Désignation	SECTION (m <sup>2</sup> )	POIDS (KN /m <sup>2</sup> )	G Total (KN)	Q Total (KN)
Terrasse inaccessible	N0*			0	
	Terrasse	20.72	5.75	119.14	
	p.p	0.35*0.55 = 0.192	25*5.9	28.32	
Étage N°9	P.s	0.35*0.4 = 0.14	25*4.3	15.05	41.44
	Pot	0.50*0.5 =0.225	25*3.4	21.25	
	Mur intérieur			13.87	

	Escalier	3.06	9.323	46.14	
	<b>N2*</b>			<b>238.53</b>	
	Plancher	8.53	5.23	108.36	
	p.p	0.35*0.4 = 0.14	25*3.95	31.28	
	P.s	0.35*0.4 = 0.14	25*2.95	17.71	
<b>Étage N°8</b>	<b>N2</b>			<b>401.04</b>	<b>105.59</b>
	Pot	0.5*0.5 =0.25	25*3.06	21.25	
	Mur intérieur	12.906	1.46	13.87	
	Escalier	3.06	9.323	46.14	
	<b>N3*</b>			<b>238.61</b>	
	Plancher	8.53	5.23	108.36	
	p.p	0.35*0.4 = 0.14	25*3.95	28.32	
	p.s	0.35*0.4 = 0.14	25*2.95	15.05	
<b>Étage N°7</b>	<b>N3</b>			<b>639.65</b>	<b>169.74</b>
	Pot	0.5*0.5 =0.30	25*3.06	21.25	
	Mur intérieur	12.906	1.46	13.87	
	Escalier	3.06	9.323	46.14	
	<b>N4*</b>			<b>238.61</b>	
	Plancher	8.53	5.23	108.36	
	p.p	0.35*0.4 = 0.14	25*3.95	28.32	
	p.s	0.35*0.4 = 0.14	25*2.95	15.05	
<b>Étage N°6</b>	<b>N4</b>			<b>878.26</b>	<b>233.89</b>
	Pot	0.55*0.55 =0.30	25*3.06	25.71	
	Mur intérieur	12.906	1.46	13.87	

	Escalier	3.06	9.323	46.14	
	<b>N5*</b>			<b>243.07</b>	
	Plancher	8.53	5.23	108.36	
	p.p	0.35*0.4 = 0.14	25*3.95	28.32	
	p.s	0.35*0.4 = 0.14	25*2.95	15.05	
<b>Étage N°5</b>	<b>N5</b>			<b>1121.33</b>	<b>298.01</b>
	Pot	0.55*0.55 =0.16	25*3.06	25.71	
	Mur intérieur	12.906	1.46	13.87	
	Escalier	3.06	9.323	46.14	
	<b>N6*</b>			<b>243.07</b>	
	Plancher	8.53	5.23	108.36	
	p.p	0.35*0.4 = 0.14	25*3.95	28.32	
	p.s	0.35*0.4 = 0.14	25*2.95	15.05	
<b>Étage N°4</b>	<b>N6</b>			<b>1364.4</b>	
	Pot	0.6*0.6 =0.16	25*3.06	30.6	<b>362.19</b>
	Mur intérieur	12.906	1.46	13.87	
	Escalier	3.06	9.323	46.14	
	<b>N7*</b>			<b>247.96</b>	
	Plancher	8.53	5.23	108.36	
	p.p	0.35*0.4 = 0.14	25*3.95	28.32	
	p.s	0.35*0.4 = 0.14	25*2.95	15.05	
<b>Étage N°3</b>	<b>N7</b>			<b>1612.36</b>	<b>426.34</b>
	Pot	0.6*0.6 =0.16	25*3.06	30.6	
	Mur intérieur	12.906	1.46	13.87	

	Escalier	3.06	9.323	46.14	
	<b>N8*</b>			<b>247.96</b>	
	Plancher	8.53	5.23	108.36	
	p.p	0.35*0.4 = 0.14	25*3.95	28.32	
	p.s	0.35*0.4 = 0.14	25*2.95	15.05	
<b>Étage N°2</b>	<b>N8</b>			<b>1860.32</b>	<b>490.49</b>
	Pot	0.65*0.65 =0.16	25*3.06	35.91	
	Mur intérieur	12.906	1.46	13.87	
	Escalier	3.06	9.323	46.14	
	<b>N9*</b>			<b>253.27</b>	
	Plancher	8.53	5.23	108.36	
	p.p	0.35*0.4 = 0.14	25*3.95	26.32	
	p.s	0.35*0.4 = 0.14	25*2.95	15.05	
<b>Étage N°1</b>	<b>N9</b>			<b>2113.57</b>	<b>554.64</b>
	Pot	0.65*0.65= 0.2	25*3.06	35.91	
	Mur intérieur	12.906	1.46	13.87	
	Escalier	3.06	9.323	46.14	
	<b>N10*</b>			<b>253.27</b>	
	Plancher	8.53	5.23	108.36	
	p.p	0.35*0.4 = 0.14	25*3.95	26.32	
	p.s	0.35*0.4 = 0.14	25*2.95	15.05	
<b>RDC</b>	<b>N10</b>			<b>2366.84</b>	<b>618.79</b>
	Pot	0.7*0.7= 0.2	25*4.14	41.65	
	Mur intérieur	11.033	1.46	13.87	

	Escalier	3.06	9.323	46.14	
	<b>N11*</b>			<b>259.01</b>	
	Plancher	8.53	4.48	108.36	
	p.p	0.35*0.4 = 0.14	25*2.225	26.32	
	P.s	0.35*0.4 = 0.14	25*2.95	15.05	
<b>Entre Sol</b>	<b>N11</b>			<b>2625.85</b>	<b>682.94</b>

**Note :** Les poteaux seront dimensionnés avec un effort normal maximal.

$$\text{Donc, } N_u = \max(N_{u_{B1}}, N_{u_{C5}}, N_{u_{B4}}) = 4569.30 \text{ kn}$$

**Vérifications :**

♣ **Vérification du critère de résistance (compression centrée) :**

$$\text{On doit vérifier : } \frac{N_s}{a*b} \leq 0.6 * f_{c28}$$

$$\Rightarrow a * b \geq \frac{N_u}{0,6 * f_{c28}}$$

- (a\*b) : la section brute du béton.
- $N_s$  : L'effort normal de la dégression des charges.
- $f_{c28}$  : La résistance à la compression à l'âge de 28 jours,  $f_{c28} = 25$  MPa.

$$\text{A.N. : } a * b \geq \frac{4569.30 * 10^{-3}}{0,6 * 25} \Rightarrow a * b \geq 0,304 \text{ m}^2$$

On choisit une section  $0.70 \times 0.7 \text{ m}^2$

♣ **Justification des poteaux vis-à-vis du flambement :**

**(BAEL 91 article B.8.4.1)**

L'effort normal ultime  $N_u$  agissant d'un poteau doit être au plus égal à la valeur

$$\text{suivante : } N_{admissible} = \alpha \left[ \frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A * f_e}{\gamma_s} \right]$$

- $B_r$  : Section réduite du poteau obtenue en réduisant de sa section réelle (1 cm) d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$B_r = (a - 2) * (b - 2)$$

- A : Section d'acier comprimé.
- $\gamma_b = 1.5$ ,  $\gamma_s = 1.15$ .
- $\alpha$  : coefficient fonction de l'élanement mécanique " $\lambda$ " qui prend les valeurs :

$$\checkmark \alpha = \frac{0,85}{1+0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}, \text{ pour } \lambda \leq 50.$$

$$\checkmark \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2, \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70.$$

**Note** : Selon (BAEL 91 article B.8.4) la vérification à faire sera pour le poteau le plus élancé (poteau RDC), et avec majoration de l'effort normal  $N_u$ .

- ✓  $\lambda$  : Elancement mécanique, prend la valeur  $\lambda = \frac{l_f}{i}$ .
- ✓  $l_f$  : Longueur du flambement, égale à  $l_0$  pour les poteaux de bâtiment supposées articulés à leurs extrémités (**BAEL 91 article B.8.3.2**).
- ✓  $l_0$  : Hauteur du poteau le plus élancé, prise entre deux faces supérieures de deux planchers successives. (Hauteur libre du poteau)  $l_0 = 2.85 \text{ m}$ .
- ✓  $i$  : Rayon de giration,  $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$ , pour une section rectangulaire.
- ✓  $b$  : Plus petit côté du poteau.

**A.N.:**

$$\diamond \lambda = \frac{2.85}{0.24} \Rightarrow \lambda = 11.8$$

$$\diamond \lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0,2 \left(\frac{11,8}{35}\right)^2}, \alpha = 0.83.$$

$$\diamond B_r = (70 - 2) * (70 - 2) = 4624 \text{ cm}^2.$$

- ◆ L'ouvrage est en zone II<sub>a</sub> (RPA 99 version 2003 article 7.4.2.1).

$$A_{max} = \begin{cases} 4\%B, \text{ zone courante.} \\ 6\%B, \text{ zone de recouvrement.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_{max} = 4\%B = 4\% (70 * 70) = 196 \text{ cm}^2$$

$$\diamond f_{c28} = 25 \text{ MPa}, N_u = 4569.30 \text{ KN}, \text{Acier FeE400},$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}.$$

- ♦ L'effort de compression ultime doit être majoré de 10%, car le poteau appartient à plus de deux travées (CBA 93 article B.8.1.1).

$$N'_u = 1.1(4569.30)$$

$$= 5026.23 \text{ KN}$$

$$N_{admissible} = 0.83 \left[ \frac{0.4624 * 25}{0.9 * 1.5} + \frac{0.0196 * 400}{1.15} \right] = 12765.69 \text{ KN}$$

$$N_c < N_a$$

### ♣ Vérification des conditions de coffrage :

Selon le RPA 99 version 2003 article 7.4.1, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(a,b) = \text{min}(70, 70) = 70 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(a,b) = \text{min}(70,70) = 70 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{320}{20} = 16 \text{ cm}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4$

### ♣ Vérification de l'effort normal réduit : (RPA 99 version 2003 article 7.4.)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues aux séismes, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0,30 \Rightarrow B_c \geq \frac{N_d}{0,30 * f_{c28}}$$

- $B_c$  : Section du poteau.
- $N_d$  : Effort normal de calcul (majoré).

$$\text{AN: } B_c \geq \frac{5026.3 \cdot 10^{-3}}{0,30 \cdot 25} = 0.670 \text{ m}^2$$

- ✓ On choisit une section

On présentera les différentes dimensions des poteaux dans le tableau suivant :

<b>Tableau II.8:</b> sections des poteaux des différents niveaux	
<b>Niveaux</b>	<b>Sections des poteaux (a*b)</b>
<b>Sous-sol et RDC</b>	(70*70)
<b>1 et 2</b>	(65*65)
<b>3 et 4</b>	(60*60)
<b>5 et 6</b>	(55*55)
<b>7 et 8</b>	(50*50)
<b>9</b>	(50*50)

### **Conclusion :**

- ✓ Les planchers corps creux sont des planchers [16+4].
- ✓ Epaisseur des planchers dalle pleine (S-sol ) est 15cm.
- ✓ Section transversale des poutres secondaires (35 x 40).
- ✓ Section transversale des poutres principales (35 x 55).
- ✓ Epaisseur des voiles  $\begin{cases} 20 \text{ cm, Sous sol, RDC.} \\ 20 \text{ cm, Service.} \end{cases}$
- ✓ Epaisseur des escaliers (e = 15 cm ).

**Introduction :**

Les éléments non structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'il ne soit soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

Dans ce chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

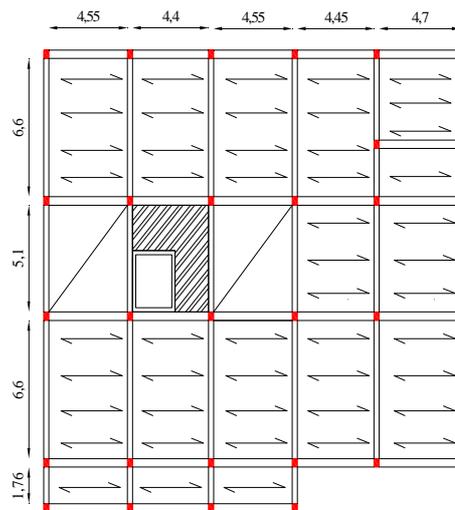
- Les planchers (corps creux et dalles pleines).
- Les escaliers.
- L'acrotère.
- L'ascenseur.

Les planchers sont des aires planes qui servent à séparer les différents niveaux et à transmettre les charges qui lui sont appliquées aux poutres, et ils doivent supporter les charges qui lui sont appliquées (le poids propre + la charge d'exploitation), dans notre bâtiment les planchers à rencontrer sont :

- ✓ Planchers à corps creux.
- ✓ Planchers à dalle pleine.

**III .1 planchers à corps creux :**

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression et prend appui sur des poutrelles. Il est généralement utilisé dans les bâtiments courants (à faible surcharge d'exploitation  $\leq 5 \text{ KN/m}^2$ ), et présente une bonne isolation thermique et phonique.



**Figure II.1.**Disposition des poutrelles

### III.1.1. Etude des poutrelles :

Les poutrelles se calculent à la flexion simple, sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

#### III.1.1.1. Critère de la disposition des poutrelles :

- Petite portée (afin de diminuer la flèche).
- Continuité (maximum d'appuis).

D'après le plan, on opte pour les dispositions suivantes :

❖ Etage courant :

❖ III.1.1.2. Les différents types de poutrelles :

Tableau III.1 : Différents types de poutrelles		
ETAGES	TYPES	Schéma statique
courant	1	<p>4,55m 4,70m 4,55m</p>
	2	<p>5m 4,3m</p>
	3	<p>4,55m 4,7m 4,55m 4,75m 5m</p>

### III.1.1.3. Calcul des charges revenant aux poutrelles :

Tableau III.2 : Chargement sur les poutrelles						
NATURE	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			1.35 G+1.5Q		G+Q	
			P <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	q <sub>u</sub> (KN /m)	P <sub>s</sub> (KN /m <sup>2</sup> )	q <sub>s</sub> (KN /m)
				0.65*P <sub>U</sub>		0.65 P <sub>S</sub>
<b>Terrasse inaccessible</b>	5.75	1	9.26	6.02	6.75	4.38
<b>courant</b>	5.23	2.5	10.81	7.026	7.73	5.024

### III.1.1.4. Calcul des sollicitations :

- **Exemple illustratif :**

Pour le calcul on exposera deux exemples pour illustrer les deux méthodes [méthode forfaitaire et celle de Caquot] -(le type (2) du plancher courant et les autres types seront résumés dans des tableaux.

- ❖ **Type(2) : étage courant :**

- **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaires (BA.E.L91 artB6.2.21).**

1. plancher à surcharge modérée ( $Q \leq \min(2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$ ) .
  2.  $Q=2.5\text{KN}/\text{m}^2 \leq \min(10.46, 5\text{KN}/\text{m}^2)$ .....condition vérifiée.
  3. le rapport entre deux travées successives :  $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$ .  
 $0.8 < 5/4 .3 = 1.16 < 1.25$ .....condition vérifiée.
  4. le moment d'inertie constant sur toutes les travées..... condition vérifiée.
  5. fissuration peu nuisible (F.P.N).....condition vérifiée.
- ✓  $P_u = 1.35G + 1.5Q = 10.81\text{KN}/\text{m}^2$ .
  - ✓  $P_s = G + Q = 7.73\text{KN}/\text{m}^2$ .
  - ✓  $q_u = p_u * 0.65 = 7.026\text{KN}/\text{m}$ .
  - ✓  $q_s = p_s * 0.65 = 5.024\text{KN}/\text{m}$ .

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0.32 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.096 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.296 \end{cases}$$

▪ **Moments aux appuis :**

✓ **Appuis de rives :**

$M_A=M_C=0$ , mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un

moment fictif.  $M=-0.15M_0$        $M_0=\frac{qL^2}{8}$

$$\begin{cases} M_0^U = \frac{7.026 * 5^2}{8} = 21.93 \text{ KN} \\ M_0^S = \frac{5.024 * 5^2}{8} = 15.68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELU:  $M_A^U=M_C^U = - 3.28 \text{ KN.m}$

ELS:  $M_A^S=M_C^S = - 2.36 \text{ KN.m}$

✓ **Appuis intermédiaires:**

ELU:  $M_B^U = -0.6M_0^U = - 13.15 \text{ KN.m}$

ELS:  $M_B^S = -0.6 M_0^S = - 9.4 \text{ KN.m}$

▪ **Moments en travées:**

Chaque travées est calculer indépendamment, le moment max en travée est déterminé par les deux conditions :

1)  $M_t + \left(\frac{M_g+M_d}{2}\right) \geq [\max(1 + 0.3\alpha, 1.05)] M_0$

$M_g$  : Moment de l'appui gauche de la travée

$M_d$  : Moment de l'appui droit de la travée

$M_0$ : Moment isostatique de la travée

$$2) \begin{cases} M_t \geq + \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right) M_0 \dots \dots \dots \text{(travée de rive)} \\ M_t \geq + \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right) M_0 \dots \dots \dots \text{(travée intermédiaire)} \end{cases}$$

Travée(AB) :  $L=5m$

$$\text{ELU} \quad M_0^U = \frac{7.02 \cdot 5^2}{8} = 21.93 \text{KN.m}$$

$$\text{ELS} \quad M_0^S = \frac{5.02 \cdot 5^2}{8} = 15.68 \text{KN.m}$$

$$\textcircled{1} \quad M_{AB} \geq 1.096 M_0 - \left( \frac{M_g + M_d}{2} \right)$$

$$\text{ELU} \quad M_{AB}^U \geq 1.096 (21.93) - \left( \frac{0 + 13.15}{2} \right) \geq \mathbf{17.46 \text{KN.m}}$$

$$\text{ELSM}_{AB}^S \geq 1.096 (13.578) - \left( \frac{0 + 9.4}{2} \right) \quad M_{AB}^S \geq \mathbf{12.48 \text{KN.m}}$$

$\textcircled{2}$  [AB] travée de rive

$$\text{ELU} \quad M_{AB}^U \geq \left( \frac{1.296}{2} \right) * 21.93 \quad M_{AB}^U \geq \mathbf{14.21 \text{KN.m}}$$

$$\text{ELS} \quad M_{AB}^S \geq \left( \frac{1.296}{2} \right) * 15.68 \quad M_{AB}^S \geq \mathbf{10.16.79 \text{KN.m}}$$

de  $\textcircled{1}$  et  $\textcircled{2}$

$$M_{AB}^U \geq \mathbf{17.46 \text{KN.m}}$$

$$M_{AB}^S \geq \mathbf{12.48 \text{KN.m}}$$

Travée (BC) :  $L=4.3m$

$$\text{ELU} \quad M_0^U = \frac{7.026 \cdot 4.3^2}{8} = 16.23 \text{KN.m}$$

$$\text{ELS} \quad M_0^S = \frac{5.024 \cdot 4.3^2}{8} = 11.60 \text{KN.m}$$

$$\textcircled{1} \quad M_{BC} \geq 1.096 M_0 - \left( \frac{M_g + M_d}{2} \right)$$

$$\text{ELU} \quad M_{BC}^U \geq 1.096 (16.23) - \left( \frac{0 + 11.393}{2} \right) \quad M_{BC}^U \geq \mathbf{12.09 \text{KN.m}}$$

$$\text{ELSM}_{BC}^S \geq 1.096 (11.60) - \left( \frac{8.146 + 0}{2} \right) \quad M_{BC}^S \geq \mathbf{8.64 \text{KN.m}}$$

## ② [BC] travée de rive

$$\text{ELU} \quad M_{BC}^U \geq \left(\frac{1.296}{2}\right) * 16.23 \quad M_{BC}^U \geq \mathbf{10.517 \text{ KN.m}}$$

$$\text{ELS} \quad M_{BC}^S \geq \left(\frac{1.296}{2}\right) * 11.60 \quad M_{BC}^S \geq \mathbf{7.516 \text{ KN.m}}$$

de ① et ②

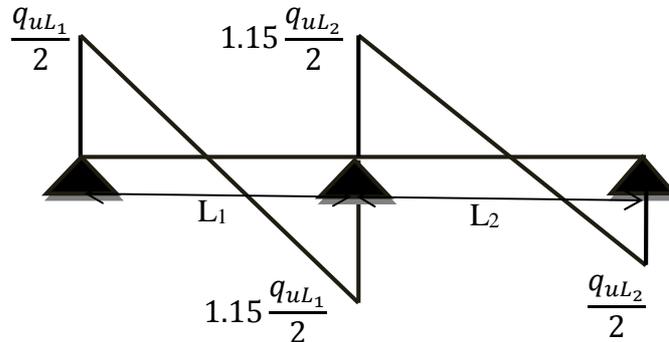
$$M_{BC}^U \geq \mathbf{12.09 \text{ KN.m}}$$

$$M_{BC}^S \geq \mathbf{8.64 \text{ KN.m}}$$

### ▪ Évaluation de l'effort tranchant :

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées ce qui veut dire que l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort isostatique, pour tenir compte des moments de continuité, on le majore de :

- ✓ 15% si la poutre à deux travées.
- ✓ 10% si la poutre à plus de deux travées.



**Figure III.1:** Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

$$\text{Travée (AB)} \begin{cases} V_A = 17.55 \text{ KN} \\ V_B = -20.18 \text{ KN} \end{cases},$$

$$\text{Travée (BC)} \begin{cases} V_B = 17.37 \text{ KN} \\ V_C = -15.11 \text{ KN} \end{cases}$$

### III.1.1.5. Tableau récapitulatifs des sollicitations dans les différents types des poutrelles :

#### ➤ Plancher étage courant

Tableau III.3 : Sollicitations des poutrelles du plancher étage courant						
Types de poutrelles	Etats limites					
	ELU			ELS		
	$M_{appui}$ KN. M	$M_{travée}$ KN. M	$V$ KN		$M_{appui}$ KN. M	$M_{travée}$ KN. M
Type 1	$M_a = M_d$ = -1.89	$M_{ab}$ = 13.07	Travée (ab)	$V_a = 15.97$ $V_b = -17.66$	$M_a = M_d$ = -1.85	$M_{ab} = 9.53$
	$M_b = -8.9$	$M_{bc} = 9.79$	Travée (bc)	$V_b = 18.15$ $V_c = -18.15$	$M_b = -6.49$	$M_{bc} = 7.141$
	$M_c = -1.89$	$M_{cd}$ = 13.07	Travée (cd)	$V_c = 17.66$ $V_d = -15.97$	$M_c = -6.49$	$M_{cd} = 8.879.53$
	$M_{appui}^{max}$ = -8.9	$M_{travée}^{max}$ = 13.07	$V^{max}$ = 18.15		$M_{appui}^{max}$ = 56.49	$M_{travée}^{max}$ = 9.53
Type 2	$M_a = M_c$ = -3.29	$M_{ab}$ = 17.46	Travée (ab)	$V_a = 17.55$ $V_b = -20.18$	$M_a = M_c$ = -2.36	$M_{ab} = 12.48$
	$M_b = -14.28$	$M_{bc}$ = 12.09	Travée (bc)	$V_b = 17.37$ $V_c = -15.11$	$M_b = -10.16$	$M_{bc} = 8.64$
	$M_{appui}^{max}$ = 14.28	$M_{travée}^{max}$ = 17.46	$V^{max}$ = 20.18		$M_{appui}^{max}$ = 10.16	$M_{travée}^{max}$ = 12.48

### III.1.1.6. Ferrailage des poutrelles :

Tableau III.4 : Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage (plancher étage courant)		
Désignation	ELU	ELS
Moments en travée (KN.m)	17.46	12.48
Moments aux appuis de rives (KN.m)	-3.28	-2.36
Moments aux appuis intermédiaires (KN.m)	-13.15	-9.4
Effort tranchant (KN)	20.18	

Les poutrelles se calculent comme une section en « T » en flexion simple.. La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y^{min}}{10}\right).$$

- ✓  $b_0 = 10 \text{ cm}$ .
- ✓  $h_t$  : hauteur total de la dalle = 20 cm.
- ✓  $h_0$  : hauteur de la dalle de compression  $h_0 = 4 \text{ cm}$ .
- ✓  $h_{cc}$  : hauteur du corps creux = 16 cm.
- ✓  $l$  : entre axe des poutrelles = 65 cm.
- ✓  $L_x = l - b_0 = 0.65 - 0.1 = 0.55 \text{ m}$ .
- ✓  $L_y^{min}$  = la longueur de la travée min entre les différents types de poutrelles (0.175 + 0.175).  $\Rightarrow L_y^{min} = 4.3 - (0.175 + 0.175) = 3.95 \text{ m}$ . (car PP (35\*55)).

$$\text{A.N: } \frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{430}{10}\right) \Rightarrow b \geq 65 \text{ cm}$$

Alors,  $b = 65 \text{ cm}$ .

### Ferraillage des travées:

$$M_{Tu} = f_{bu} \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

- ✓  $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25}{1 \cdot 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$ ,  $\theta$ : influence négative de la durée d'application de la charge (durée >24h  $\Rightarrow \theta = 1$ ).
- ✓  $M_u$ : Moment sollicitant de calcul = 17.46 KN.m
- ✓  $d = 0.9 \cdot h_t = 18 \text{ cm}$ .

$$M_{Tu} = 14.2 \cdot 0.65 \cdot 0.04 \cdot \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) = 59.08 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow M_u = 17.46 \text{ KN.m} < M_{Tu} = 59.08 \text{ KN.m}$$

⇒  $\left\{ \begin{array}{l} \text{la table de compression n'est pas entièrement comprimée.} \\ \text{l'axe neutre passe par la table de compression.} \end{array} \right.$

Donc, calcul d'une section rectangulaire ( $b * h_t$ )

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{17.46 \cdot 10^{-3}}{14.2 \cdot 0.65 \cdot 0.18^2} = 0.068 < 0.186$  (pivot A),  $\varepsilon_s = 10^\circ \%$ .

- $\mu_l = 0.8 \cdot \alpha_l \cdot (1 - 0.4\alpha_l)$ ,  $\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l}$ ,  $\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$ .

Acier FeE400 ⇒  $\varepsilon_l = 1.74 \cdot 10^{-3}$ ,  $\alpha_l = 0.668$ ,  $\mu_l = 0.3916$ .

$$\Rightarrow \mu_{bu} = 0.068 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0, \text{ pas d'armature comprimée}$$

Dans ce cas :  $\varepsilon_l < \varepsilon_s < 10^\circ \%$ .

La section d'armature en travée est définie par  $A_T = \frac{M_u}{z \cdot f_{st}}$

- ✓  $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$ .

- ✓  $z = d(1 - 0.4 \alpha)$ .

- ✓  $\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.068)}}{0.8} = 0.089 \Rightarrow z = 0.18(1 - 0.4 \cdot 0.0948)$

$$\Leftrightarrow z = 0.173 \text{ m}$$

$$\underline{\text{A.N.}}: A_T = \frac{17.46 \cdot 10^{-3}}{0.173 \cdot 348} = 2.89 \cdot 10^{-4} \text{ m}.$$

**Choix:** on choisit  $2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 3.05 \text{ cm}^2$ .

➤ **Condition de non fragilité**  $A_T \geq A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$ .

- ✓  $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa}$ .

$$A_T = 3.05 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0.23 \cdot 0.65 \cdot 0.18 \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage des appuis intermédiaires :**

Tableau III.5: calcul des sections de Ferraillage des appuis intermédiaires	
Calculs	Conclusions
$M_u = -13.15 \text{ KN.m} < 0$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>M_u &lt; 0</math></li> <li>⇒ Calcul d'une section (<math>b_0 * h_t</math>)</li> </ul>

$\mu_{bu} = 0.06 < 0.186$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>A' = 0</math>, pas d'armature comprimé.</li> <li>• Dans ce cas : <math>\varepsilon_l &lt; \varepsilon_s &lt; 10^\circ \%</math>.</li> </ul>
$\mu_{bu} = 0.055 < \mu_l = 0.3916$	
$\alpha = 0.08$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>A_{inter} = 2.17 \text{ cm}^2</math>.</li> <li>• <u>Choix</u> : on choisit <b>2 HA 12</b></li> </ul>
$Z=0.174 \text{ m}$	
<b>Condition de non fragilité :</b> $A_{min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.21 \text{ cm}^2$	$A_{inter} = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.21 \text{ cm}^2$

➤ **Ferraillage des appuis de rive :**

Tableau III.6:calcul des sections de Ferraillage des appuis de rive	
Calculs	Conclusions
$M_u = - 3.28 \text{ KN.m} < 0$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>M_u &lt; 0</math></li> </ul> ⇒ Calcul d'une section ( $b_0 * h_t$ )
$\mu_{bu} = 0.015 < 0.186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>A' = 0</math>, pas d'armature comprimé.</li> <li>• Dans ce cas : <math>\varepsilon_l &lt; \varepsilon_s &lt; 10^\circ \%</math>.</li> </ul>
$\mu_{bu} = 0.015 < \mu_l = 0.3916$	
$\alpha = 0.02$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>A_{rive} = 0.52 \text{ cm}^2</math>.</li> <li>• <math>A_{min} = 0.21 \text{ cm}^2</math>.</li> <li>• <u>Choix</u> : on choisit <b>1 HA 12</b></li> <li>• <math>A = \mathbf{1HA12} = 1.13 \text{ cm}^2</math>.</li> </ul>
$z = 0.178 \text{ m}$	

### III.1.1.7. Vérifications :

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\text{FPN} \Rightarrow \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$$

✓  $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$  (contrainte admissible du béton).

✓  $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$  (contrainte admissible de l'acier).

✓  $M_{ser}$  : moment max à l'ELS.

✓  $y$  : position de l'axe neutre.

✓  $I$  : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$$I = \frac{by^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y-h_0)^3}{3} + 15 A(d - y)^2.$$

$$\frac{b_0}{2}y^2 + [15 A + (b - b_0)h_0] y - 15 A d - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0, \text{ on aura "y".}$$

• En travée :

✓ Position de l'axe neutre :  $H = \frac{bh_0^2}{2} - 15 A_T(d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0.65 \cdot 0.04^2}{2} - 15 *$

$$3.05 * 10^{-4}(0.18 - 0.04) = -2 * 10^{-4}m$$

✓  $H < 0 \Rightarrow$  L'axe neutre est dans la nervure  $\Rightarrow$  Section en « T ».

✓

Tableau III.7 : Vérification des contraintes en travée	
Calculs	Vérifications
$y = 0,0474 \text{ m}$	$\sigma_b = 5,92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 9,99 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 5,92 \text{ MPa}$	

• Aux appuis de rive :

✓ Position de l'axe neutre :  $H = \frac{b_0h_0^2}{2} - 15 A_T(d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0.1 \cdot 0.04^2}{2} - 15 *$

$$1.13 * 10^{-4}(0.18 - 0.04) = -8.59 * 10^{-5}m$$

✓  $H < 0 \Rightarrow$  L'axe neutre est dans la nervure  $\Rightarrow$  Section en « T ».

Tableau III.8 : Vérification des contraintes aux appuis de rives	
Calculs	Vérifications
$y = 0.031 \text{ m}$	$\sigma_b = 1.69 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 4.32 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 1.69 \text{ MPa}$	

• Aux appuis intermédiaires :

✓ Position de l'axe neutre :  $H = \frac{b_0h_0^2}{2} - 15 A_T(d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0.1 \cdot 0.04^2}{2} - 15 *$

$$2.26 * 10^{-4}(0.18 - 0.04) = -3.946 * 10^{-4}m$$

✓  $H < 0 \Rightarrow$  L'axe neutre est dans la nervure  $\Rightarrow$  Section en « T ».

Tableau III.9 : Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires	
Calculs	Vérifications
$y = 0.0442 \text{ m}$	$\sigma_b = 5.51 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 7.54 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 5.51 \text{ MPa}$	

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

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 * d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right] = \min \left[ 0.2 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \boxed{\bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa}}$$

A.N:

$$\tau_u = \frac{20.18 * 10^{-3}}{0.1 * 0.18} = 1.14 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa}$$

*Commentaire: pas risque de rupture par cisaillement.*

➤ **Vérification de l'espacement « S<sub>t</sub> » :**

$$\text{On fixe } A_t = \text{terriers } \phi_6 \Rightarrow A_t = 2\phi_6 \Rightarrow \boxed{A_t = 0,57 \text{ cm}^2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} S_t \leq \min[0.9 * d, 40 \text{ cm}]. \\ \textcircled{2} S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} \\ \textcircled{3} S_t \leq \frac{0.8 * f_e * (\sin \alpha + \cos \alpha) * A_t}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{tj} * k)} \end{array} \right.$$

$$\textcircled{1} \Leftrightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm} . \quad \textcircled{2} \Leftrightarrow S_t \leq 57 \text{ cm} .$$

$$\textcircled{3} \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 90^\circ \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1. \\ f_{tj} = f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}. \\ k = 1, \text{ car } \begin{cases} F.P.N \\ \text{Sans reprise de bétonnage.} \end{cases} \end{array} \right. \Rightarrow S_t \leq 44.16 \text{ cm}$$

$\Rightarrow S_t \leq (S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$ . Alors, on prend  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

*Commentaire:* On utilise  $A_t = \text{étrier } \phi_6$  chaque espacement  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

➤ **Vérification des armatures longitudinale «  $A_l$  » vis-à-vis des l'effort tranchant :**

- Appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * V_u^{max}$$

$$A_l = A_{travée} + A_{rive} = 3.05 + 1.13 = 4.18 \text{ cm}^2.$$

$$A_l = 4.18 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} * 20.18 * 10^{-3} = 0.58 \text{ cm}^2$$

- Appuis intermédiaires :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * \left( V_u^{max} + \frac{M_u}{0,9 * d} \right)$$

$$A_l = A_{travée} + A_{inter} = 3.05 + 2.26 = 5.71 \text{ cm}^2.$$

$$A_l = 5.71 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left( 20.18 * 10^{-3} + \frac{(-13.15 * 10^{-3})}{0.9 * 0,18} \right) = -1.82 * 10^{-4} \text{ cm}^2 < 0$$

$\Rightarrow$  Aucune vérification à faire au niveau de l'appuis intermédiaire, car, l'effort tranchant est négligeable devant l'effet du moment.

*Commentaire :* Pas de risque de cisaillement des armatures longitudinale par l'effort tranchant.

➤ **Vérification de la bielle :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \frac{0.8 * f_{c28}}{\gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{2 * V_u}{a * b_0} \end{array} \right. \Rightarrow \boxed{V_u \leq 0.267 a b_0 f_{c28}}$$

$$\checkmark a = \min[0,9 d, \text{largeur de l'appui} - 4 \text{ cm}]$$

$$\text{A.N : } a = \min[16.2 \text{ cm}, 31 \text{ cm}] = 16.2 \text{ cm}.$$

$$V_u = 17.55 \text{ KN} \leq 108.135 \text{ KN}$$

*Commentaire: La bielle est vérifiée.*

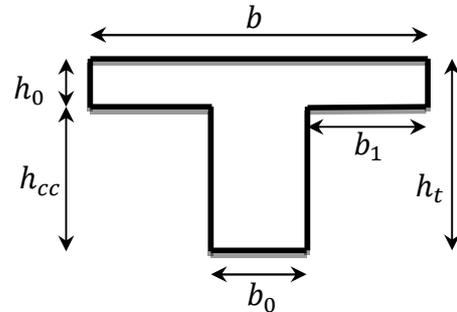
➤ **Vérification de la jonction Table – Nervure**

$$\tau_u^1 = \frac{b_1 * V_u^{max}}{0.9 b d h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 27.5 \text{ cm} .$$

$$\tau_u^1 = 1.10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa}$$

*Commentaire : Pas risque de cisaillement à la jonction Table – Nervure.*



➤ **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, donc, il n'y a pas lieu de calculer la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} h_t \geq \frac{M_{travée}^{max} * l}{15 * M_0} \\ \textcircled{2} A_{travée} \leq \frac{3.6 b_0 d}{f_e} \\ \textcircled{3} l \leq 8 \text{ m} . \end{array} \right.$$

- ✓  $h_t$  : Hauteur totale du plancher corps creux.
- ✓  $M_{travée}^{max}$  : Moment maximale en travée à l'ELS.
- ✓  $A_{travée}$  : Section d'armature dans la travée.
- ✓  $l$  : Longueur de la travée maximale ,  $l = 5 \text{ m}$ .
- ✓  $M_0$  : Moment isostatique,  $M_0 = \frac{q_s * l^2}{8} = \frac{5.02 * 5^2}{8} = 15.68 \text{ KN.m} .$
- $\textcircled{1} h_t = 20 \text{ cm} < \frac{17.46 * 10^{-3} * 5}{15 * 15.68 * 10^{-3}} = 37.11 \text{ cm} .$
- $\textcircled{2} A_{travée} = 3.05 \text{ cm}^2 > \frac{3.6 * 0.1 * 0.18}{400} = 1.62 \text{ cm}^2 .$
- $\textcircled{3} l = 5 \text{ m} < 8 \text{ m}$

Condition  $\textcircled{1}$  non vérifiée, Donc, il faut vérifier la flèche.

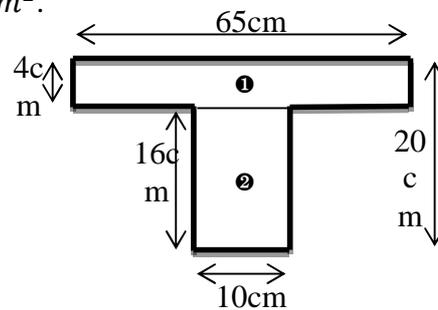
$$\text{On a : } \begin{cases} \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ f_{admissible} = \begin{cases} \frac{l}{500}, l \leq 5m. \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{l}{1000}, l > 5m. \end{cases} \\ \Delta f \leq f_{admissible} \end{cases}$$

- ✓  $f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : les flèches différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons)
- ✓  $f_{ji}$  la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).
- ✓  $f_{pi}$  la flèche instantanée due aux charges totales (G+Q).
- ✓  $j$  : la charge permanente au moment de la mise des cloisons.
- ✓  $g$  : la charge permanente après la mise des cloisons.
- ✓  $p$  : la somme des charges permanentes et charges d'exploitation

$$j = (G_{plancher} + G_{cloisons}) = 2.85 + 0.9 = 3.75 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = (G_{plancher} + G_{cloisons} + G_{revettement}) = 5.23 \text{ KN/m}^2.$$

$$p = G_{Total} + Q_{Total} = 5.23 + 2.5 = 7.73 \text{ KN/m}^2.$$



### ➤ Evaluation des charges :

$$q_j = 0.55 * 3.75 = 2.06 \text{ KN/ml.}$$

$$q_g = 0.55 * 5.23 = 2.87 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = 0.55 * 7.73 = 4.25 \text{ KN/ml.}$$

### ➤ Evaluation des moments :

Tableau III.10 : Calcul des moments correspondants		
Moment correspondant à $q_j$	$0.796 \left( \frac{q_j * l^2}{8} \right)$	$M_j = 5.12 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à $q_g$	$0.796 \left( \frac{q_g * l^2}{8} \right)$	$M_g = 7.14 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à $q_p$	$0.796 \left( \frac{q_p * l^2}{8} \right)$	$M_p = 10.57 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des moments d'inerties :**

$$y_G = \frac{\sum A_i y_{Gi}}{\sum A_i} \Rightarrow y_G = \frac{(0.16 * 0.1)(0.08) + (0.65 * 0.04)(0.16 + 0.02) + 15 * 3.05 * 10^{-4} * 0.18}{(0.16 * 0.1) + (0.65 * 0.04) + 15 * 3.05 * 10^{-4}}$$

$$y_G = 0.145 \text{ m}$$

$$I_0 = I_2 + I_1$$

$$\begin{cases} I_2 = \frac{0.1 * 0.16^3}{12} + (0.1 * 0.16)(0.145 - 0.08)^2 = 9.36 * 10^{-5} m^4 \\ I_1 = \frac{0.04 * 0.65^3}{12} + (0.04 * 0.65)((0.2 - 0.145) - 0.02)^2 = 5.86 * 10^{-4} m^4 \end{cases}$$

$$I_0 = 6.79 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

<b>Tableau III.11 : calcul des contraintes correspondantes</b>		
Contrainte correspondant à $q_j$	$\frac{15 * M_j(d - y)}{I_0}$	$\sigma_j = 14.99 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à $q_g$	$\frac{15 * M_g(d - y)}{I_0}$	$\sigma_g = 20.91 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à $q_p$	$\frac{15 * M_p(d - y)}{I_0}$	$\sigma_p = 30.96 \text{ MPa}$
	$y = 0.0474 \text{ m}$ Position de l'axe neutre	

➤ **Calcul des coefficients  $\mu$  et  $\lambda$  :**

$$\mu = \max \left\{ 0, 1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma + f_{t28}} \right] \right\}$$

<b>Tableau III.12 : coefficient <math>\mu</math></b>		
Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = \frac{A_T}{b_0 * d}$	$\rho = 0.017$
coefficient correspondant à $q_j$	$1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_j + f_{t28}} \right]$	$\mu_j = 0$
coefficient correspondant à $q_g$	$1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_g + f_{t28}} \right]$	$\mu_g = 0$

coefficient correspondant à $q_p$	$1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_p + f_{t28}} \right]$	$\mu_p = 0.126$
--------------------------------------	---	-----------------

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 * b * f_{t28}}{(2b_0 + 3b)\rho}, \text{instantanée} \\ \lambda_v = 2/5 * \lambda_i, \text{différée} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = 2.3156 \\ \lambda_v = 0.926 \end{array} \right.$$

➤ **Calcul des moments d'inerties fictives :**

I correspondant à $q_{ji}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j}$	$I_{ji} = 7.48 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à $q_{gi}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g}$	$I_{gi} = 7.48 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à $q_{gv}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g}$	$I_{gv} = 7.48 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à $q_{pi}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p}$	$I_{pi} = 5.80 * 10^{-4} m^4$

➤ **Module de déformation longitudinale instantanée du béton :**

$$E_i = 11000 * f_{c28}^{\frac{1}{3}} E_i = 32164.20 \text{ MPA}$$

➤ **Module de déformation longitudinale différée du béton :**

$$E_v = \frac{E_i}{3} \rightarrow E_v = 10721.4 \text{ MPA}$$

$f_{gv}$	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_v * I_{gv}}$	$2.22 * 10^{-3} m$
$f_{ji}$	$\frac{M_j * l^2}{10 * E_i * I_{ji}}$	$0.532 * 10^{-3} m$
$f_{pi}$	$\frac{M_p * l^2}{10 * E_i * I_{pi}}$	$1.41 * 10^{-3} m$
$f_{gi}$	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_i * I_{gi}}$	$0.741 * 10^{-3} m$
$\Delta f$	$f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	$2.35 * 10^{-3} m$

$f_{admissible}$	$\frac{l}{500}$	1 m
------------------	-----------------	-----

**Commentaire :** La flèche est vérifiée.

### III.1.1.8 Schémas de ferrailage des poutrelles :

plancher	Tableau III.15 : Schémas de ferrailage des poutrelles		
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire	En travée
<i>Etag e cour ant</i>			<p>armature de construction</p>

### III.2. Planchers à dalles pleines :

Pour cette structure, on a trois types de dalles pleines :

- ✓ Type 1 : dalles sur 3 appuis (panneaux D1).
- ✓ Type 2 : dalles sur 4 appuis (panneau D2).
- ✓ Type 2 : dalles sur 2 appuis (panneau D3).

#### III.2.1.1. Calcul des sollicitations

##### III.2.1.1.1. Dalle D1 :

Dalle sur 3 appuis, d'épaisseur 15 cm. Elle est située au niveau des planchers d'étages (1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 et 10) et celui de la terrasse.

$$G = 4.48 \text{ KN/m}^2, Q = 2.5 \text{ KN/m}^2.$$

Charges sur la dalle :

- ELU :  $q_u = 1.35 G + 1.5 Q$ .
- $Q_u = 9.79 \text{ KN}$
- ELS :  $q_s = G + Q$ .
- $Q_u = 6.98 \text{ KN}$
- $L_x = 1.50 \text{ m}$ .
- $L_y = 4 \text{ m}$ .

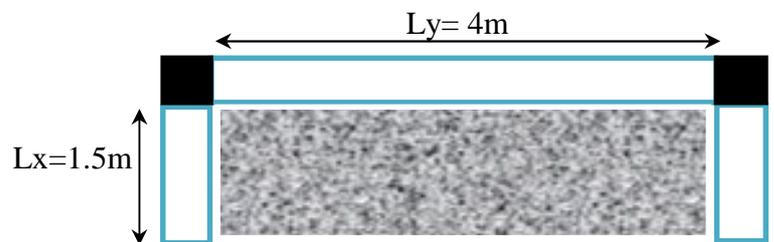


Figure III.2 : Dalle sur 3 appuis (D3)

$$\text{On a: } l_x = 1.5 \text{ m} < \frac{l_y}{2} = 2 \text{ m. Donc, } \begin{cases} M_0^x = \frac{q l_x^2 l_y}{2} - \frac{2 q l_x^3}{3} \\ M_0^y = \frac{q l_x^3}{6} \end{cases}$$

$$ELU \begin{cases} M_0^x = \frac{9.79 * 1.5^2 * 4}{2} - \frac{2 * 9.79 * 1.5^3}{3} = 33.04 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{9.79 * 1.5^3}{6} = 5.5 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_0^x = \frac{6.98 * 1.5^2 * 4}{2} - \frac{2 * 6.98 * 1.5^3}{3} = 15.70 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{6.98 * 1.5^3}{6} = 3.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En travée:

$$ELU \begin{cases} M_t^x = 28,08 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 4,125 \text{ KN.m} \end{cases} \quad ELS \begin{cases} M_t^x = 13.34 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 2.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En appuis:

$$\text{➤ Appuis de rive : } \begin{cases} ELU : M_a^x = M_a^y = -9.91 \text{ KN.m} \\ ELS : M_a^x = M_a^y = -4.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{➤ Appuis intermédiaires : } \begin{cases} ELU : M_a^x = M_a^y = -16.52 \text{ KN.m} \\ ELS : M_a^x = M_a^y = -1.96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- ❖ Effort tranchant :

$$V_u = \frac{q_u * l_x}{2} \Rightarrow V_u = 7.35 \text{ KN.m}$$

Tableau III.16 : calcul des sections de Ferrailage de la travée(∥ L <sub>x</sub> ) (D1)	
Calculs	Conclusions
$\mu_{bu} = 0.117 < 0.186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>A' = 0</math>, <i>pas d'armature comprimé.</i></li> <li>• Dans ce cas : <math>\varepsilon_l &lt; \varepsilon_s &lt; 10^\circ \%</math>.</li> </ul>
$\mu_{bu} = 0.117 < \mu_l = 0.3916$	
$\alpha = 0.158$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>A_t = 6.62 \text{ cm}^2/\text{ml}</math>.</li> <li>• <u>Choix</u> : on choisit <b>5 HA14</b> /ml</li> </ul>
$z=0.121 \text{ m}$	
<b>Condition de non fragilité :</b> { Acier H.A FeE400 $\rho_0 = 0.0008 \Rightarrow A_{min} = 1.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_t = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$

	$\parallel L_x : S_t \leq \min[3e, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ $S_t = 20 \text{ cm}$
--	--

Tableau III.17 : calcul des sections de Ferrailage de la travée( $\parallel L_y$ ) (D1)	
Calculs	Conclusions
$\mu_{bu} = 0.017 < 0.186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>A' = 0</math>, <i>pas d'armature comprimé.</i></li> <li>Dans ce cas : <math>\varepsilon_l &lt; \varepsilon_s &lt; 10^\circ \%</math>.</li> </ul>
$\mu_{bu} = 0.017 < \mu_l = 0.3916$	
$\alpha = 0.021$	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>A_t = 1.56 \text{ cm}^2/\text{ml}</math>.</li> <li><b>Choix</b> : on choisit <b>4 HA8</b> /ml</li> </ul>
$z = 0.128 \text{ m}$	
<b>Condition de non fragilité :</b> $\left\{ \begin{array}{l} \text{Acier H.A FeE400} \\ \rho_0 = 0.0008 \end{array} \right. \Rightarrow A_{min} = 1.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_t = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$
	$\parallel L_y : S_t \leq \min[3e, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Ferrailage des appuis de rive :**

Tableau III.18 : calcul des sections de Ferrailage des appuis de rive (D1)	
Calculs	Conclusions
$\mu_{bu} = 0.041 < 0.186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>A' = 0</math>, <i>pas d'armature comprimé.</i></li> </ul>

$\mu_{bu} = 0.041 < \mu_l = 0.3916$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Dans ce cas : <math>\varepsilon_l &lt; \varepsilon_s &lt; 10^\circ \%</math>.</li> <li>• <math>A_{rive} = 2.23 \text{ cm}^2/\text{ml}</math>.</li> <li>• <u>Choix</u> : on choisit <b>3HA 10</b> /ml</li> </ul>
$\alpha = 0.052$	
$z=0.127 \text{ m}$	
<p><b>Condition de non fragilité :</b></p> $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_{rive} = 2.23 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$  $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Ferraillage des appuis intermédiaires :**

<b>Tableau III.19:</b> calcul des sections de Ferraillage des appuis intermédiaires (D1)	
Calculs	Conclusions
$\mu_{bu} = 0.069 < 0.186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>A' = 0</math>, pas d'armature comprimé.</li> <li>• Dans ce cas : <math>\varepsilon_l &lt; \varepsilon_s &lt; 10^\circ \%</math>.</li> </ul>
$\mu_{bu} = 0.069 < \mu_l = 0.3916$	
$\alpha = 0.089$	
$z=0.125 \text{ m}$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>A_{inter} = 3.78 \text{ cm}^2/\text{ml}</math>.</li> <li>• <u>Choix</u> : on choisit <b>4HA 12</b> /ml</li> </ul>
<p><b>Condition de non fragilité :</b></p> $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_{inter} = 3.78 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$  $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Vérification de cisaillement:**

-  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = 0.056 \text{ KN}$

-  $\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ Mpa}$

Vérifier.  $\Rightarrow$  Pas de risque de cisaillement.

**Vérification de la flèche:****Sens xx':**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{1.5} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.062$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.7}{100 \times 13} = 0.0059 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

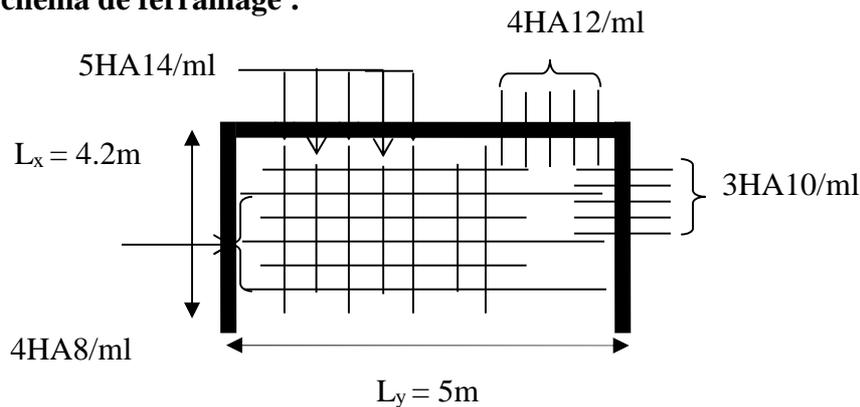
⇒ Les conditions sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

**Sens yy**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{4} = 0.1 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

⇒ Les conditions sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

**III.2.1.1.2. Schéma de ferrailage :**

**Figure III. 3.** schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

**III.2.1.1.2. Dalle D2:**

$$G = 4.48 \text{ KN/m}^2, Q = 2.5 \text{ KN/m}^2.$$

Dalle sur 4 appuis, d'épaisseur 15 cm. Elle représente le panneau le plus sollicité au niveau des planchers de S- sol.

Charges sur la dalle :

- ELU :  $q_u = 1.35 G + 1.5 Q$
- ELS :  $q_s = G + Q$ .



- $L_x = 4.2 \text{ m}$ .
- $L_y = 5.0 \text{ m}$ .

✓ Les moments :

$$\text{On a : } \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.84 > 0.4.$$

Alors, la dalle travaille dans les deux sens

( $\parallel L_x$ ) et ( $\parallel L_y$ ).

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$\mu_x, \mu_y$  ?

$$ELU \begin{cases} \rho = 0.84 \\ v = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0517 \\ \mu_y = 0.6678 \end{cases} \quad ELS \begin{cases} \rho = 0.84 \\ v = 0.2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0586 \\ \mu_y = 0.7655 \end{cases}$$

$$ELU \begin{cases} M_0^x = 8.93 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 5.96 \text{ KN.m} \end{cases}; ELS \begin{cases} M_0^x = 7.21 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 5.523 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ En travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 * M_0^x \\ M_t^y = 0.75 * M_0^y \end{cases}$$

$$ELU \begin{cases} M_t^x = 7.59 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 4.47 \text{ KN.m} \end{cases} ; ELS \begin{cases} M_t^x = 6.12 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 4.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ Au niveau des appuis :

$$M_a^x = M_a^y = \begin{cases} -0.3 M_0^x, & \text{appuis de rive.} \\ -0.5 M_0^x, & \text{appuis intermédiaire.} \end{cases}$$

➤ Appuis de rive :

$$\begin{cases} ELU : M_a^x = M_a^y = -2.67 \text{ KN.m} \\ ELS : M_a^x = M_a^y = -2.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Appuis intermédiaires :

$$\begin{cases} ELU : M_a^x = M_a^y = -4.46 \text{ KN.m} \\ ELS : M_a^x = M_a^y = -3.60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Effort tranchant :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.84 > 0.4. \text{ Donc, } V_u = \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u = 13.72 \text{ KN.m}$$

### III.2.1.1.3. Ferrailage :

#### panneau D2 :

➤ **Ferrailage de la travée :**

$\rho = 0.84 > 0.4$ , la dalle travaille suivant deux sens, ( $\parallel L_x$ ) et ( $\parallel L_y$ ).

➤ ( $\parallel L_x$ ) :

Tableau III.20 : calcul des sections de Ferrailage de la travée( $\parallel L_x$ ) (D2)	
Calculs	Conclusions
$\mu_{bu} = 0.088 < 0.186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>A' = 0</math>, <i>pas d'armature comprimé.</i></li> <li>Dans ce cas : <math>\varepsilon_l &lt; \varepsilon_s &lt; 10^\circ \%</math>.</li> </ul>
$\mu_{bu} = 0.088 < \mu_l = 0.3916$	
$\alpha = 0.116$	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>A_t = 3.79 \text{ cm}^2/\text{ml}</math>.</li> <li><b>Choix</b> : on choisit <b>4 HA12</b> /ml</li> </ul>
$z=0.1 \text{ m}$	
<p><b>Condition de non fragilité :</b></p> $\begin{cases} e = 15\text{cm} \\ \rho = 0.84 \end{cases} \Rightarrow A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b * e$ $\begin{cases} \text{Acier H.A FeE400} \\ \rho_0 = 0.0008 \end{cases} \Rightarrow A_{min} = 1.29\text{cm}^2/\text{ml}$	$A_t = 4.52\text{cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.29\text{cm}^2/\text{ml}$
	$\parallel L_x : S_t \leq \min[3e, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ ( $\parallel L_y$ ) :

Tableau III.21 : calcul des sections de Ferrailage de la travée( $\parallel L_y$ ) (D2)	
Calculs	Conclusions
$\mu_{bu} = 0.032 < 0.186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>A' = 0</math>, <i>pas d'armature comprimé.</i></li> <li>Dans ce cas : <math>\varepsilon_l &lt; \varepsilon_s &lt; 10^\circ \%</math>.</li> </ul>
$\mu_{bu} = 0.032 < \mu_l = 0.3916$	
$\alpha = 0.1$	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>A_t = 1.35 \text{ cm}^2/\text{ml}</math>.</li> </ul>

$z=0.1 m$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <u>Choix</u> : on choisit <b>4 HA 8</b></li> </ul>
<p><b>Condition de non fragilité :</b></p> $\begin{cases} e = 15cm \\ \rho = 0.84 \end{cases} \Rightarrow A_{min} = \rho_0 * b * e$ $\begin{cases} \text{Acier H.A FeE400} \\ \rho_0 = 0.0008 \end{cases} \Rightarrow A_{min} = 1.2cm^2/ml$	$A_t = 2.01cm^2/ml > A_{min} = 1.2cm^2/ml$
	$\ L_y : S_t \leq \min[4e, 45 cm] = 45 cm \Rightarrow$ $S_t = 25 cm$

➤ **Ferraillage des appuis de rive :**

<b>Tableau III.22</b> : calcul des sections de Ferraillage des appuis de rive (D2)	
Calculs	Conclusions
$\mu_{bu} = 0.031 < 0.186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>A' = 0</math>, pas d'armature comprimé.</li> <li>• Dans ce cas : <math>\varepsilon_l &lt; \varepsilon_s &lt; 10^\circ \%</math>.</li> </ul>
$\mu_{bu} = 0.031 < \mu_l = 0.3916$	
$\alpha = 0.03$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>A_{rive} = 1.29 cm^2/ml</math>.</li> <li>• <u>Choix</u> : on choisit 3HA 8 /ml</li> </ul>
$z=0.1 m$	
<p><b>Condition de non fragilité :</b></p> $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.2 cm^2/ml$	$A_{rive} = 1.51cm^2/ml > A_{min} = 1.2cm^2/ml$  $S_t = 33 cm$

➤ **Ferraillage des appuis intermédiaires :**

<b>Tableau III.23</b> : calcul des sections de Ferraillage des appuis intermédiaires (D2)
---

Calculs	Conclusions
$\mu_{bu} = 0.052 < 0.186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>A' = 0</math>, pas d'armature comprimé.</li> <li>• Dans ce cas : <math>\varepsilon_l &lt; \varepsilon_s &lt; 10^\circ \%</math>.</li> </ul>
$\mu_{bu} = 0.052 < \mu_l = 0.3916$	
$\alpha = 0.06$	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>A_{inter} = 2.18 \text{ cm}^2/\text{ml}</math>.</li> <li>• <u>Choix</u> : on choisit 3HA 10 /ml</li> </ul>
$z=0.1 \text{ m}$	
<b>Condition de non fragilité :</b> $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_{inter} = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $S_t = 33 \text{ cm}$

### III.2.2.1. Armature dues à l'effort tranchant :

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées, aucune armature transversale n'est nécessaire dans la dalle.

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} \text{ La dalle est coulée sans reprise de bétonnage.} \\ \textcircled{2} \tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} \end{array} \right.$$

**1** Toutes les dalles sont coulées sans reprise de bétonnage.

✓ Panneau D2 : **2**  $\tau_u = 0.105 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa}$ .

Commentaire : Aucune armature transversale n'est nécessaire dans les dalles.

### III.2.2.2. Vérification des contraintes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s \end{array} \right.$$

✓  $\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$  (contrainte admissible du béton).

✓  $\bar{\sigma}_s$  : (contrainte admissible de l'acier)

✓ F.N:  $\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,64 \text{ MPa}$ , avec  $\eta = 1,6$  acier HA

✓  $M_{ser}$  : moment max à l'ELS.

✓  $y$  : position de l'axe neutre.

- ✓  $I$  : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2.$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y".}$$

• **Panneau D2 :**

En travée :

➤ ( $\parallel L_x$ ) :

<b>Tableau III.24 :</b> vérification des contraintes en travée (D2) ( $\parallel L_x$ )	
Calculs	Vérifications
$y = 0.0306 \text{ m}$	$\sigma_b = 7.03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 4.22 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 7.03 \text{ MPa}$	

➤ ( $\parallel L_y$ ) :

<b>Tableau III.25 :</b> vérification des contraintes en travée (D2) ( $\parallel L_y$ )	
Calculs	Vérifications
$y = 0.0217 \text{ m}$	$\sigma_b = 4.82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 2.18 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 4.82 \text{ MPa}$	

Aux appuis de rive :

<b>Tableau III.26 :</b> Vérification des contraintes aux appuis (D2)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.0192 \text{ m}$	$\sigma_b = 3.83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 1.71 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 3.83 \text{ MPa}$	

Aux appuis intermédiaires

Tableau III.27 : Vérification des contraintes aux appuis (D2)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.0233 \text{ m}$	$\sigma_b = 5.33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 2.5 * 10^{-5}$	
$\sigma_b = 5.33 \text{ MPa}$	

### III.2.2.3. Vérification de l'état limite de déformation :

Si les deux conditions sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\textcircled{1} e \geq \max \left[ \left( \frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20 * M_0^x} \right) L_x \right] \quad \textcircled{2} A_t^x \leq \frac{2 * b * d_x}{f_e}$$

#### ➤ Panneau D2 :

- (|| L<sub>x</sub>) :

$$e = 15 \text{ cm} < \max[(0.0375 L_x, 0.0423 L_x)] = 17.76 \text{ cm}.$$

$$A_t^x = 4.52 \text{ cm}^2 < 5 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :** Il faut vérifier la flèche.

- (|| L<sub>y</sub>) :

$$e = 15 \text{ cm} < \max[(0.0375 L_y, 0.0424 L_y)] = 21.2 \text{ cm}.$$

$$A_t^y = 2.01 \text{ cm}^2 < 5 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :** Il faut vérifier la flèche.

#### ➤ Panneau D2 : (// L<sub>x</sub>)

$$j = (G_{\text{plancher}}) = 3 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = (G_{\text{plancher}} + G_{\text{revettement}}) = 4.48 \text{ KN/m}^2.$$

$$p = G_{\text{Total}} + Q_{\text{Total}} = 4.48 + 2.5 = 7.48 \text{ KN/m}^2.$$

#### ✓ Evaluation des charges :

$$q_j = 4.2 * 3 = 12.6 \text{ KN/ml}.$$

$$q_g = 4.2 * 4.48 = 18.81 \text{ KN/ml}.$$

$$q_p = 4.2 * 7.48 = 31.41 \text{ KN/ml}.$$

✓ **Evaluation des moments :**

<b>Tableau III.28:</b> Calcul des moments correspondants		
Moment correspondant à $q_j$	$0.85 * (\mu_x * q_j * l_x^2)$	$M_j = 11.07 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à $q_g$	$0.85 * (\mu_x * q_g * l_x^2)$	$M_g = 16.52 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à $q_p$	$0.85 * (\mu_x * q_p * l_x^2)$	$M_p = 32.46 \text{ KN.m}$

✓ **Calcul des moments d'inerties :**

$$y_G = \frac{\sum A_i y_{Gi}}{\sum A_i}$$

$$y_G = \frac{(4.2 * 0.15)(0.06) + 15 * 4.52 * 10^{-4} * 0.1}{(4.2 * 0.15) + 15 * 4.52 * 10^{-4}}$$

$$y_G = 0.060 \text{ m.}$$

$$I_0 = \frac{4.2 * 0.15^3}{12} + (4.2 * 0.15) \left( \frac{0.15}{2} - 0.060 \right)^2 = 1.317 * 10^{-3} \text{ m}^4$$

✓ **Calcul des contraintes :**

<b>Tableau III.29:</b> calcul des contraintes correspondantes		
Contrainte correspondant à $q_j$	$\frac{15 * M_j(d - y)}{I_0}$	$\sigma_j = 12.53 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à $q_g$	$\frac{15 * M_g(d - y)}{I_0}$	$\sigma_g = 18.70 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à $q_p$	$\frac{15 * M_p(d - y)}{I_0}$	$\sigma_p = 36.74 \text{ MPa}$

$$y = 0.0306 \text{ m}$$

Position de l'axe neutre

✓ Calcul des coefficients  $\mu$  et  $\lambda$  :

$$\mu = \max \left\{ 1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma + f_{t28}} \right], \begin{cases} \lambda_i = 4.64 \\ \lambda_v = 1.85 \end{cases} \right.$$

**Tableau III.30** : coefficient  $\mu$

Tableau III.30 : coefficient $\mu$		
Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = \frac{A_T}{b * d}$	$\rho = 0.0035$
coefficient correspondant à $q_j$	$1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_j + f_{t28}} \right]$	$\mu_j = 0$
coefficient correspondant à $q_g$	$1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_g + f_{t28}} \right]$	$\mu_g = 0$
coefficient correspondant à $q_p$	$1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_p + f_{t28}} \right]$	$\mu_p = 0$

✓ Calcul des moments d'inerties fictives :

**Tableau III.31** : Calcul des moments d'inerties fictives

Tableau III.31 : Calcul des moments d'inerties fictives		
I correspondant à $q_{ji}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j}$	$I_{ji} = 14.44 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à $q_{gi}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g}$	$I_{gi} = 14.44 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à $q_{gv}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g}$	$I_{gv} = 14.44 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à $q_{pi}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p}$	$I_{pi} = 14.44 * 10^{-4} m^4$

✓ Module de déformation longitudinale instantanée du béton :

$$E_i = 11000 * f_{c28}^{\frac{1}{3}} E_i = 32164.20 \text{ MPA}$$

✓ Module de déformation longitudinale différée du béton :

$$E_v = \frac{E_i}{3} E_v = 10721.4 \text{ MPA}$$

$f_{gv}$	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_v * I_{gv}}$	$1.81 * 10^{-3} \text{ m}$
$f_{ji}$	$\frac{M_j * l^2}{10 * E_i * I_{ji}}$	$0.42 * 10^{-3} \text{ m}$
$f_{pi}$	$\frac{M_p * l^2}{10 * E_i * I_{pi}}$	$1.23 * 10^{-3} \text{ m}$
$f_{gi}$	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_i * I_{gi}}$	$0.62 * 10^{-3} \text{ m}$
$\Delta f$	$f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	$2.07 * 10^{-3} \text{ m}$
$f_{admissible}$	$\frac{l}{500}$	$8.4 * 10^{-3} \text{ m}$

**Commentaire :** La flèche est vérifiée.

➤ **Panneau D2 :** ( $//L_y$ )

$$j = (G_{plancher}) = 3 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = (G_{plancher} + G_{revettement}) = 4.48 \text{ KN/m}^2.$$

$$p = G_{Total} + Q_{Total} = 4.48 + 2.5 = 7.48 \text{ KN/m}^2.$$

✓ **Evaluation des charges :**

$$q_j = 5 * 3 = 15 \text{ KN/ml.}$$

$$q_g = 5 * 4.48 = 22.4 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = 5 * 7.48 = 37.4 \text{ KN/ml.}$$

✓ **Evaluation des moments :**

Moment correspondant à $q_j$	$0.85 * (\mu_y * \mu_x * q_j * l_x^2)$	$M_j = 16.82 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à $q_g$	$0.85 * (\mu_y * \mu_x * q_g * l_x^2)$	$M_g = 25.12 \text{ KN.m}$

Moment correspondant à $q_p$	$0.85 * (\mu_y * \mu_x * q_p * l_x^2)$	$M_p = 41.94 \text{ KN.m}$
------------------------------	--	----------------------------

✓ **Calcul des moments d'inerties :**

$$y_G = \frac{\sum A_i y_{Gi}}{\sum A_i}$$

$$y_G = \frac{(5 * 0.15)(0.06) + 15 * 2.01 * 10^{-4} * 0.1}{(5 * 0.15) + 15 * 2.01 * 10^{-4}}$$

$$y_G = 0.0601 \text{ m.}$$

$$I_0 = \frac{5 * 0.15^3}{12} + (5 * 0.15) \left( \frac{0.15}{2} - 0.0601 \right)^2 = 1.57 * 10^{-3} \text{ m}^4$$

✓ **Calcul des contraintes :**

<b>Tableau III.34 : calcul des contraintes correspondantes</b>		
Contrainte correspondant à $q_j$	$\frac{15 * M_j(d - y)}{I_0}$	$\sigma_j = 17.51 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à $q_g$	$\frac{15 * M_g(d - y)}{I_0}$	$\sigma_g = 26.16 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à $q_p$	$\frac{15 * M_p(d - y)}{I_0}$	$\sigma_p = 43.67 \text{ MPa}$
	$y = 0.021 \text{ m}$ Position de l'axe neutre	

✓ **Calcul des coefficients  $\mu$  et  $\lambda$  :**

$$\mu = \max \left\{ 1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma + f_{t28}} \right], \lambda_i = 10.44 \right. \\ \left. \lambda_v = 4.18 \right\}$$

<b>Tableau III.35 : coefficient <math>\mu</math></b>		
Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = \frac{A_T}{b * d}$	$\rho = 0.0015$

coefficient correspondant à $q_j$	$1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_j + f_{t28}} \right]$	$\mu_j = 0$
coefficient correspondant à $q_g$	$1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_g + f_{t28}} \right]$	$\mu_g = 0$
coefficient correspondant à $q_p$	$1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_p + f_{t28}} \right]$	$\mu_p = 0$

✓ **Calcul des moments d'inerties fictives :**

<b>Tableau III.36 : Calcul des moments d'inerties fictives</b>		
I correspondant à $q_{ji}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j}$	$I_{ji} = 17.27 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à $q_{gi}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g}$	$I_{gi} = 17.27 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à $q_{gv}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g}$	$I_{gv} = 17.27 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à $q_{pi}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p}$	$I_{pi} = 17.27 * 10^{-4} m^4$

✓ **Module de déformation longitudinale instantanée du béton :**

$$E_i = 11000 * f_{c28}^{\frac{1}{3}} E_i = 32164.20 \text{ MPA}$$

✓ **Module de déformation longitudinale différée du béton :**

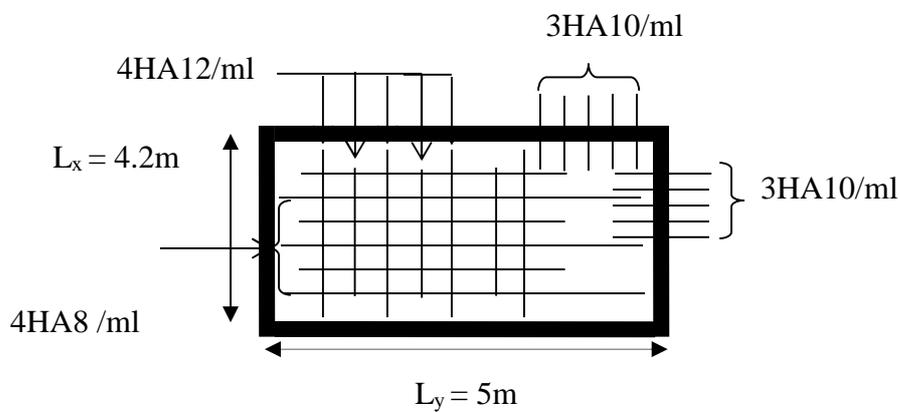
$$E_v = \frac{E_i}{3} E_v = 10721.4 \text{ MPA}$$

<b>Tableau III.37 : Vérification de la flèche</b>		
$f_{gv}$	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_v * I_{gv}}$	$3.39 * 10^{-3} m$
$f_{ji}$	$\frac{M_j * l^2}{10 * E_i * I_{ji}}$	$0.75 * 10^{-3} m$
$f_{pi}$	$\frac{M_p * l^2}{10 * E_i * I_{pi}}$	$1.88 * 10^{-3} m$
$f_{gi}$	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_i * I_{gi}}$	$1.13 * 10^{-3} m$

$\Delta f$	$f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	$3.39 * 10^{-3} m$
$f_{admissible}$	$\frac{l}{500}$	$10 * 10^{-3} m$

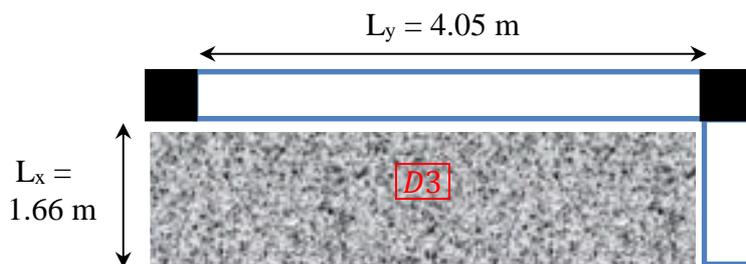
**Commentaire :** La flèche est vérifiée.

**III.2.2.4. Schémas de ferrailage des dalles :**



**Figure III. 5.** schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis

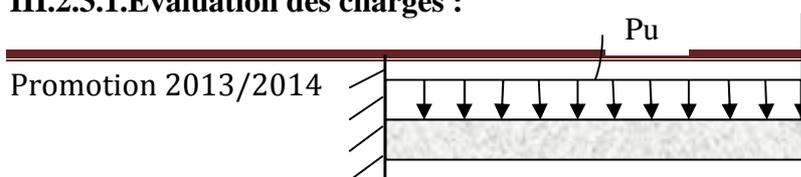
**III.2.2.5 Dalle sur deux appuis :**



**Figure III.6.**Dalle sur 2 appuis

$$\Rightarrow \rho = \frac{1.66}{4.05} = 0.40 < 0.40 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans un seul sens.}$$

**III.2.3.1.Évaluation des charges :**



**Figure III.7.**Schéma statique de la console

- **La dalle** (charge répartie)

$$G = 4.48\text{KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 3,5 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 11.29\text{KN/m}^2.$$

$$P_s = G + Q = 7.98\text{KN/m}^2.$$

- **Le garde-corps** (charge concentré)

$$G = 2.93\text{KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 5.45\text{KN/m}^2.$$

$$P_s = G + Q = 3.93\text{m}^2.$$

### III.2.3.2. Les sollicitations :

- **A L'ELU :**

- **Moment max:**

$$M_u = \frac{P_1 \times l_x^2}{2} + P_2 l_x \Rightarrow M_u = 24.60\text{KN.m}$$

- **L'effort tranchant :**

$$P_u = P_1 l_x + P_2 \Rightarrow P_u = 24.10\text{KN}$$

- **A L'ELS :**

$$M_s = 11.91\text{KN.m}$$

### III.2.3.3.Ferraillage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 m

**Tableau III.38.**calcul du ferrailage.

$M$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z$ (m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adpt}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$ (cm)
24.60	0.077	0.1	0.144	4.91	1.81	5HA12=5.65	33

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2; S_t = 20 \text{ cm}$$

### III.2.3.4. Vérification :

• **A l'ELU :**

- **Vérification de l'espacement :**

$$S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

- **l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{24.19 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0.18 \text{ MPa} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ Mpa}.$$

• **A l'ELS**

- **la vérification de la contrainte dans le béton :**

**Tableau III.39.**Vérification d'état limite de compression du béton.

$M_s$ (KN.m)	$y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
11.91	4.16	9960	4.97	15	vérifier

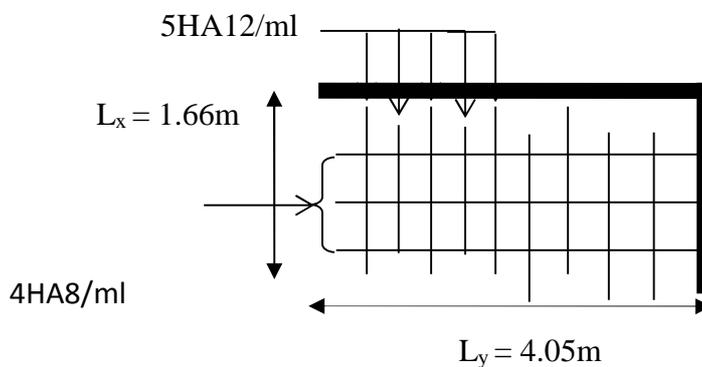
- **Vérification de la flèche :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \\ \frac{A}{b \times d} = 0.003 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**III.2.3.5.Schéma de ferrailage :**



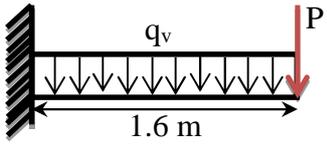
**Figure III.8.**schéma de ferrailage de la dalle pleine sur2 appuis

❖ **Récapitulation :**

Tableau III.40: Récapitulation du ferrailage des différentes dalles			
Panneaux		Sections d'armatures	Espacements
D1	Travée	$A_t^x = 5 \text{ HA}14/\text{ml} = 7.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$	33 cm
		$A_t^y = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$	33cm
	Appuis	$A_{ar} = 4\text{HA}12/\text{ml} = 2.23 \text{ cm}^2/\text{ml}$	33cm
		$A_{ai} = \text{HA}12/\text{ml} = 3.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$	33 cm
D2	Travée	$A_t^x = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$	33 cm
		$A_t^y = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$	33 cm
	Appuis	$A_{ar} = 3\text{HA}8/\text{ml} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$	33cm

		$A_{ai} = 3HA10/ml = 2.36 \text{ cm}^2/ml$	33 cm
D3	Travée	$A_t^x = 5 HA12/ml = 5.65 \text{ cm}^2/ml$	33cm
		$A_t^y = 4HA8/ml = 2.01 \text{ cm}^2/ml$	33cm

**III.3. Escaliers :**

<b>Tableau III.41 : sollicitation dans l'escalier volée(II)</b>	
<b>Schéma statique</b>	
	
<p><b>ELU</b></p> $q_u = 1.35(8.186) + 1.5(2.5) = 14.8 \text{ KN/m}$ $P_u = 1.35(20 * 0.1 * 1) * 1 = 2.7 \text{ KN}$	
<b>Sollicitations</b>	
$M_u^{max} = -P_u * l - q_u * \frac{l^2}{2} = -23.26 \text{ KN.m}$ $V_u^{max} = P_u + q_u * l = 26.38 \text{ KN}$	

➤ **Ferraillage :**

<b>Tableau III.42 : Ferraillage de l'escalier volée(II)</b>							
<i>Nature</i>	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z$	$A_{calculée}$ <i>cm<sup>2</sup>/ml</i>	$A_{choisie}$ <i>cm<sup>2</sup>/ml</i>	$A_r$ <i>cm<sup>2</sup>/ml</i>	$A_r$ <i>cm<sup>2</sup>/ml</i>

service	Travée (St=20cm)						
	0.07	0.09	0.144	4.63	3HA12+2HA10/ml=4.96	$\frac{A_{choisie}}{5}=0.99$	4HA8/ml=2.01
$A_{min} = 0.223 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.81 \text{ cm}^2 / \text{ml}$							

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0.203 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min[0.13f_{c28}, 4\text{MPa}] = 3.25 \text{ MPa}, FN$$

Commentaire : pas de risque de rupture par cisaillement.

♣ **Vérification des contraintes :**

$$q_s = 8.186 + 2.5 = 10.686 \text{ KN/m}, P_s = 2 \text{ KN}, M_s^{max} = -P_s l - q_s * \frac{l^2}{2} = -16.87 \text{ KN.m}$$

Tableau III.43 : Vérification des contraintes	
Calculs	Vérifications
$y = 0,032 \text{ m}$	$\sigma_b = 11.91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 4.53 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 11.91 \text{ MPa}$	

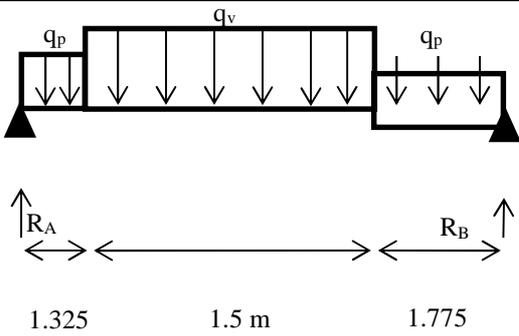
♣ **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la

$$\text{flèche : } \left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} h \geq \frac{1}{16} l \\ \textcircled{2} A_t \leq \frac{4.2 * b * d'}{f_e} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} h = 0.15 \text{ m} \geq 0.1 \text{ m} \\ \textcircled{2} A_t = 4.96 \text{ cm}^2 / \text{ml} < 10.5 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{array} \right.$$

Commentaire : Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

**Tableau III.44:** Sollicitations dans l'escalier volée(I) et (III) :

<b>Schéma statique</b>	
	
<b>ELU</b>	
$q_p = 10.81 \text{ KN/ml.}$ $q_v = 14.8 \text{ KN/ml.}$	
<b>Réactions aux appuis</b>	
$R_A = 28.15 \text{ KN.}$ $R_B = 27.55 \text{ KN.}$	
<b>Sollicitations</b>	
Tronçon [0 – 1.325] : $x = 0, \begin{cases} V = -28.15 \text{ KN.} \\ M = 0 \text{ KN.m.} \end{cases}$ $x = 1.325, \begin{cases} V = -13.84 \text{ KN.} \\ M = 27.80 \text{ KN.m.} \end{cases}$ Tronçon [1.325 - 2.825] : $x = 1.325, \begin{cases} V = -13.84 \text{ KN.} \\ M = 27.80 \text{ KN.m.} \end{cases}$ $x = 2.825, \begin{cases} V = 8.37 \text{ KN.} \\ M = -31.89 \text{ KN.m.} \end{cases}$ $X = 2.25 \text{ m} \Rightarrow M^{max} = 35.97 \text{ KN.m}$	
Tronçon [0 - 1.775] :	

$x = 0, \begin{cases} V = -27.15 \text{ KN.} \\ M = 0 \text{ KN.m.} \end{cases}$ $x = 1.775, \begin{cases} V = -8.37 \text{ KN.} \\ M = -31.89 \text{ KN.m.} \end{cases}$
<b>Sollicitations maximales</b>
$M^{max} = 34.37 \text{ KN.m}$
En travée : $M_t^u = 0.75 * M^{max} = 25.77 \text{ KN.m.}$
En appuis : $M_a^u = -0.5 * M^{max} = -17.18 \text{ KN.m}$
Effort tranchant : $V = 28.15 \text{ KN.m}$

➤ **Ferraillage :**

<b>Tableau III.45 : ferraillage de l'escalier (volée 1et3)</b>							
<i>Nature</i>	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z$	$A_{calculée}$ <i>cm<sup>2</sup>/ml</i>	$A_{choisie}$ <i>cm<sup>2</sup>/ml</i>	$A_r$ <i>cm<sup>2</sup>/ml</i>	$A_r$ <i>cm<sup>2</sup>/ml</i>
<i>(Type III)</i>	<b>Travée (St=25cm)</b>						
	0.107	0.142	0.122	6.04	4HA14=6.16	1.54	4HA8=2,01
	<b>Appuis (St=25cm)</b>						
	0.07	0.09	0.124	3.94	4HA12=4.52	1.13	4HA8=2,01
	$A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$						

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0.216 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min[0.13f_{c28}, 4\text{MPa}] = 3.25 \text{ Mpa, FN}$$

**Commentaire :** pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Vérification des contraintes :**

$$M_t^s = 18.53 \text{ KN.m}, M_a^s = -12.35 \text{ KN.m}, M_0^s = 24.71 \text{ KN.m}$$

En travée :

<b>Tableau III.46 : Vérification des contraintes en travée</b>	
Calculs	Vérifications
$y = 0,03 \text{ m}$	$\sigma_b = 0.53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 4.8 * 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 0.53 \text{ MPa}$	

$\sigma_s = 26.48 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 26.48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$
--------------------------------	--

Aux appuis :

Tableau III.47 : Vérification des contraintes aux appuis	
Calculs	Vérifications
$y = 0,035 \text{ m}$	$\sigma_b = 5.73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 7.54 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 5.73 \text{ MPa}$	

♣ **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} h \geq \max \left[ \left( \frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) l \right], l \leq 8\text{m}. \\ \textcircled{2} A_t \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\textcircled{1} h = 0.15 \text{ m} < 0.1(4.6) = 0.46\text{m}.$$

La condition  $\textcircled{1}$  n'est pas vérifiée, Donc, il faut vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} j_p = 3.75 \text{ KN/m}^2 \\ g_p = 5.23 \text{ KN/m}^2 \\ p_p = 7.73 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} j_v = 4.524 \text{ KN/m}^2 \\ g_v = 8.186 \text{ KN/m}^2 \\ p_v = 10.686 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

➤ **Evaluation des charges :**

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{jp} = 3.75 * 1 = 3.75 \text{ KN/m} \\ q_{gp} = 5.23 * 1 = 5.23 \text{ KN/m} \\ q_{pp} = 7.73 * 1 = 7.73 \text{ KN/m} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} q_{jv} = 4.524 * 1 = 4.524 \text{ KN/m} \\ q_{gv} = 8.186 * 1 = 8.186 \text{ KN/m} \\ q_{pv} = 10.686 * 1 = 10.686 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

➤ **Evaluation des moments :**

Tableau III.48 : Calcul des moments correspondants		
Moment correspondant à $q_j$	$0.75(0.32q_{jv} + 0.67q_{jp})l^2$	$M_j = 7.85 \text{ KN.m}$

Moment correspondant à $q_g$	$0.75(0.32q_{gv} + 0.67q_{gp})l^2$	$M_g = 8.51 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à $q_p$	$0.75(0.32q_{gv} + 0.67q_{pp})l^2$	$M_p = 17.05 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des moments d'inerties :**

$$y_G = \frac{\sum A_i y_{Gi}}{\sum A_i}$$

$$y_G = \frac{(1.5 \cdot 0.15) \left(\frac{0.15}{2}\right) + 15 \cdot 6.16 \cdot 10^{-4} \cdot 0.13}{(1.5 \cdot 0.15) + 15 \cdot 6.16 \cdot 10^{-4}} \Rightarrow y_G = 0.0768 \text{ m.}$$

$$I_0 = \frac{1.5 \cdot 0.15^3}{12} + (1.5 \cdot 0.15) \left(\frac{0.15}{2} - 0.0768\right)^2 = 4.22 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

<b>Tableau III.49 : calcul des contraintes correspondantes</b>		
Contrainte correspondant à $q_j$	$\frac{15 * M_j(d - y)}{I_0}$	$\sigma_j = 27.7 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à $q_g$	$\frac{15 * M_g(d - y)}{I_0}$	$\sigma_g = 30.24 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à $q_p$	$\frac{15 * M_p(d - y)}{I_0}$	$\sigma_p = 60.60 \text{ MPa}$
	$y = 0.03 \text{ m}$ Position de l'axe neutre	

➤ **Calcul des coefficients  $\mu$  et  $\lambda$  :**

$$\mu = \max \left\{ 1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma + f_{t28}} \right], \begin{cases} \lambda_i = 8.71 \\ \lambda_v = 3.48 \end{cases} \right.$$

<b>Tableau III.50 : coefficient <math>\mu</math></b>		
Pourcentage d'armatures	$\rho = \frac{A_T}{b * d}$	$\rho = 0.00473$

tendues		
coefficient correspondant à $q_j$	$1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_j + f_{t28}} \right]$	$\mu_j = 0$
coefficient correspondant à $q_g$	$1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_g + f_{t28}} \right]$	$\mu_g = 0$
coefficient correspondant à $q_p$	$1 - \left[ \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_p + f_{t28}} \right]$	$\mu_p = 0$

➤ **Calcul des moments d'inerties fictives :**

<b>Tableau III.51 : Calcul des moments d'inerties fictives</b>		
I correspondant à $q_{ji}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j}$	$I_{ji} = 4.64 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à $q_{gi}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g}$	$I_{gi} = 4.64 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à $q_{gv}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g}$	$I_{gv} = 4.64 * 10^{-4} m^4$
I correspondant à $q_{pi}$	$\frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p}$	$I_{pi} = 4.64 * 10^{-4} m^4$

$$E_i = 32164.20 \text{ MPA}, E_v = 10721.4 \text{ MPA}$$

<b>Tableau III.52: Vérification de la flèche</b>		
$f_{gv}$	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_v * I_{gv}}$	$3.69 * 10^{-4} m$
$f_{ji}$	$\frac{M_j * l^2}{10 * E_i * I_{ji}}$	$1.11 * 10^{-4} m$
$f_{pi}$	$\frac{M_p * l^2}{10 * E_i * I_{pi}}$	$2.41 * 10^{-4} m$
$f_{gi}$	$\frac{M_g * l^2}{10 * E_i * I_{gi}}$	$1.2 * 10^{-4} m$
$\Delta f$	$f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	$3.79 * 10^{-3} m$
$f_{admissible}$	$\frac{l}{500}$	$9.2 * 10^{-3} m$

*Commentaire* : La flèche est vérifiée.

### III.3.2. Schémas de ferrailage des différents types d'escaliers :

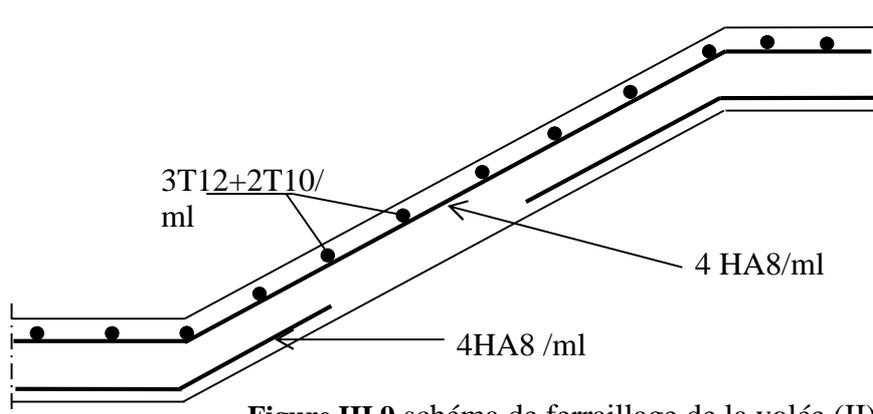


Figure III.9. schéma de ferrailage de la volée (II)

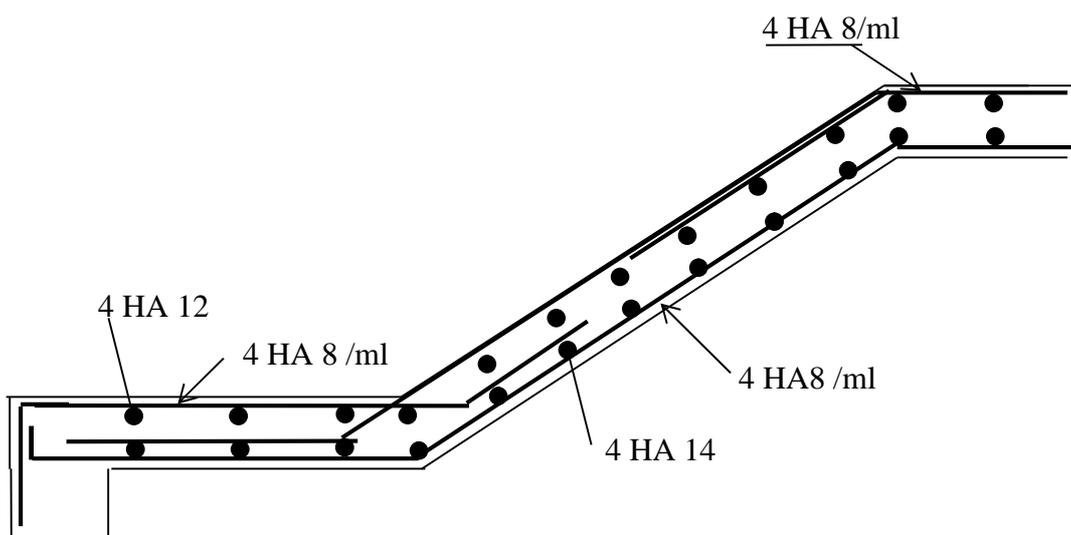


Figure III.10. schéma de ferrailage des volées (I) et (III)

### III.4. Poutre brisée

Notre poutre brisée est une poutre simplement appuyée sur deux poteaux. Elle est calculée à la flexion simple et à la torsion.

Elle reprend les charges suivantes :

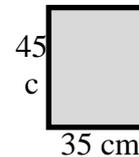
- ✓ Son poids propre.
- ✓ Charges transmises sous efforts tranchants.
- ✓ Poids propre de la maçonnerie (s'il y en a).

#### III.4.1. Dimensionnement :

##### 1- Selon la condition de rigidité :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow \frac{550}{15} \leq h \leq \frac{550}{10} \Rightarrow 34.37 \text{ cm} \leq h \leq 55 \text{ cm}$$

$$\text{Alors, } \begin{cases} h = 45 \text{ cm.} \\ b = 35 \text{ cm} \end{cases}$$



##### 2- Vérification des conditions du RPA 99 version 2003:

$$\begin{cases} b = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \\ h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.28 < 4 \end{cases}$$

#### III.4.2. Calcul de la poutre brisée :

##### • Charge revenant à la poutre brisée :

- ✓ Poids propre de la poutre :  $G_{p.b} = 25 \times 0.35 \times 0.45 = 3.93 \text{ KN/ml.}$
- ✓ Réactions :  $\begin{cases} ELU: 27.85 \text{ KN/ml.} \\ ELS: 19.98 \text{ KN/ml.} \end{cases}$

$$\text{Alors, } \begin{cases} q_u = (1.35 * 3.93) + 27.85 = 33.15 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 3.93 + 19.98 = 23.91 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

##### • Sollicitations :

$$M^{max} = \frac{q_u * l^2}{8} = 87.68 \text{ KN.m} , \quad V^{max} = \frac{q_u * l}{2} = 76.24 \text{ KN}$$

Localisation	Moment
En travée	$M^{max} = 74.52 \text{ KN.m}$
Aux appuis	$M^{max} = -35.07 \text{ KN.m}$

➤ **Ferraillage à la flexion simple :**

- **Armature longitudinale :**

<b>Tableau III.53:</b> calcul des sections de Ferraillage en travée	
Calculs	Conclusions
$M_u = 74.52 \text{ KN.m}$	As ca=5.21 cm <sup>2</sup> en choisie 2HA12+2HA14=5.34 cm <sup>2</sup>  <b>Condition de non fragilité :</b> $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56 \text{ cm}^2$
$\mu_{bu} = 0.0814 < 0,186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	
$\mu_{bu} = 0.0814 < \mu_l = 0,3916$	
$\alpha = 0.106$	
$z = 0,415 \text{ m}$	

<b>Tableau III.54 :</b> calcul des sections de Ferraillage aux appuis	
Calculs	Conclusions
$M_u = 35.07 \text{ KN.m}$	As ca=2.39 cm <sup>2</sup> en choisie 3HA12=3.39 cm <sup>2</sup>
$\mu_{bu} = 0.028 < 0,186$ (pivot A), $\varepsilon_s = 10^\circ \%$	
$\mu_{bu} = 0.028 < \mu_l = 0,3916$	

$\alpha = 0,048$	<b>Condition de non fragilité :</b> $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.81 \text{ cm}^2$
$z = 0,428 \text{ m}$	

- **Armature Transversale :**

$$A_t \geq (0.4 * b * S_t) / f_e \Rightarrow A_t \geq 0.7 \text{ cm}^2$$

Avec  $S_t = 20 \text{ cm}$

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

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b * d} = 0.506 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.34 \text{ MPa}, \text{ FPN}$$

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$V^{max} \leq 0.267 * a * b * f_{c28}, \quad a = 0.9 * d$$

$$\Rightarrow V^{max} = 76.24 \text{ KN} \leq 904.12 \text{ KN.}$$

Commentaire : la bielle est vérifiée.

- **Ferraillage à la torsion :**

On définit «  $\Omega$  », l'aire de torsion, par une section creuse à mi-épaisseur «  $e$  » tel que :

$$\Omega = (b - e) * (h - e), e = b/6.$$

Donc,  $e = 5.83 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = 1142.58 \text{ cm}^2$ .

On définit «  $\mu$  » comme étant le périmètre de «  $\Omega$  » :

$$\mu = 2[(b - e) + (h - e)] \Rightarrow \mu = 136.68 \text{ cm.}$$

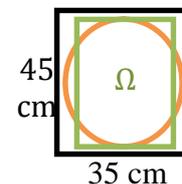
- ✓ Le moment de torsion à prendre est le moment à l'encastrement de l'escalier. balancé (Type 2). Donc  $M_{tor} = 29.46 \text{ KN.m}$

- **Armature longitudinale et transversale :**

$$\frac{A_t * f_e}{S_t * \gamma_s} = \frac{A_l * f_e}{\mu * \gamma_s} = \frac{M_{tor}}{2 * \Omega}$$

- **Armature longitudinale :**

$$A_l = \frac{M_{tor} * \mu * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = \frac{29.46 * 10^{-3} * 136.68 * 10^{-2} * 1.15}{2 * 1142.58 * 10^{-4} * 400}$$



**Figure III.11 :** Section considérée dans le calcul de torsion

$$A_l = 5.06 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature transversale :**

$$A_t = \frac{M_{tor} * S_t * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = \frac{29.46 * 10^{-3} * 0.2 * 1.15}{2 * 1142.58 * 10^{-4} * 400}$$

$$A_t = 0.741 \text{ cm}^2$$

• **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{M_{tor}}{2 * \Omega * e} = 2.21 \text{ MPa.}$$

**Note :** La section d'armature totale sera calculée en (flexion simple + torsion), elle est donnée dans le tableau ci-dessous :

<b>Tableau III.55 : Section d'armature de calcul en flexion simple et en torsion</b>			
	Flexion simple		Torsion
	Travée	appuis	
Moment (KN.m)	74.52	35.05	29.46
Armature longitudinale (cm <sup>2</sup> )	5.21	2.39	5.06
Armature transversale (cm <sup>2</sup> )	0.7		0.741
Contrainte de cisaillement (MPa)	0.506		2.21

<b>Tableau III.56 : Section d'armature en travée et aux appuis</b>						
Flexion simple		Torsion	A <sub>Total</sub>		A <sub>opté</sub>	
Travée	appuis		Travée	appuis	Travée	appuis

Armature longitudinale (cm <sup>2</sup> )	5.21	2.39	5.06	$5.21 + \frac{5.06}{2}$ = 7.74	$2.39 + \frac{5.06}{2}$ = 4.92	3HA12 + 3HA14 = 8.01	3HA14 = 5.41
Armature transversale (cm <sup>2</sup> )	0.7		0.741	0.7+0.741 = 1.441		4φ <sub>8</sub> = 2.01cm <sup>2</sup> (2cadre φ <sub>8</sub> ) S <sub>t</sub> = 20cm	

- **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$\tau = \sqrt{\tau_{flexion}^2 + \tau_{torsion}^2} = 2.26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa}.$$

- **Vérification des contraintes :**

$$M_t^{ser} = 19.53 \text{ KN.m}$$

Tableau III.57: Vérification des contraintes en travée	
Calculs	Vérifications
$y = 0.14 \text{ m}$	$\sigma_b = 2.05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 13.30 * 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 2.05 \text{ MPa}$	

$$M_a^{ser} = 9.19 \text{ KN.m}$$

Tableau III.58 : Vérification des contraintes aux appuis	
Calculs	Vérifications
$y = 0.119 \text{ m}$	$\sigma_b = 1.06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 10.24 * 10^{-3} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 1.06 \text{ MPa}$	

- **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

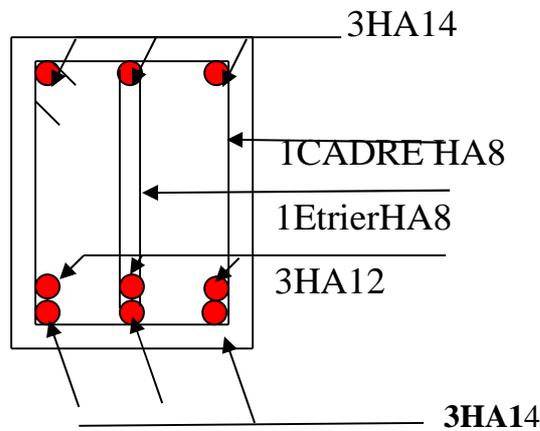
$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} h \geq \max \left[ \left( \frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) l \right], l \leq 8m. \\ \textcircled{2} A_t \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\textcircled{1} h = 0.45 \text{ m} > 0.084(4.6) = 0.386 \text{ m.}$$

$$\textcircled{2} A_t = 7.74 \text{ cm}^2 < 15.80 \text{ cm}^2$$

*Note* : Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

### III.4.3. Schémas de ferrailage



**Figure III.12.** Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

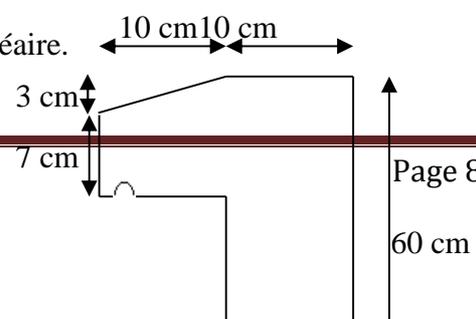
### III.5. Étude de l'acrotère

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastree dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

#### III.5.1. Hypothèses de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.



### III.5.2. Évaluation des charges et surcharges :

➤ **Verticales :**

Tableau III.59 : Charges et surcharges.				
Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment KN/ml	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.069	1.725	0.03*0.6* 20 = 0.36	2.085	1

➤ **Horizontales :** (dues au séisme).

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p \quad \text{D'après le RPA99, l'acrotère est soumis}$$

$F_p$  : une force horizontale due au séisme

- ✓ **A** : Coefficient d'accélération de zone, obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99** pour la zone et le groupe d'usages appropriés.
- ✓ **C<sub>p</sub>** : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (**Tab. 6.1** du **RPA99**).
- ✓ **W<sub>p</sub>** : poids de l'élément considéré.

Pour notre cas : - Groupe d'usage 1b.

$$\begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2,085 \text{ KN / ml.} \end{cases}$$

- Zone II<sub>a</sub> (Bejaia).

Donc : 
$$F_p = 4 * 0,15 * 0,8 * 2,085 \Rightarrow F_p = 1 \text{ KN}$$

**NB** : La section de calcul en flexion composée sera de (100\*10) cm<sup>2</sup>, car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

### III.5.3. Calcul des sollicitations :

**A. Calcul du centre de pression :**

$$x_c = \frac{\sum A_i * x_i}{\sum A_i}, \quad y_c = \frac{\sum A_i * y_i}{\sum A_i} \quad \sum A_i = S$$

A.N :

$$x_C = \frac{0,6 * 0,1 * (0,1/2) + 0,07 * 0,1 * (0,1 + 0,1/2) + 0,5 * 0,1 * 0,03 * (0,1 + 0,1/3)}{0,069}$$

$$x_C = 0,0616 \text{ m}$$

$$y_C = 0,327 \text{ m}$$

### B. Moment engendré par les efforts normaux :

$$N_G = 2,085 \text{ KN / ml} \Rightarrow M_G = 0.$$

$$Q = 1 \text{ KN / ml} \Rightarrow M_Q = 1 * 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{ KN .m.}$$

$$F_p = 1 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_p} = F_p * y_C = 1 * 0,327 \Rightarrow M_{F_p} = 0,327 \text{ KN .m.}$$

**Tableau III.60:** Différentes combinaisons à utiliser.

Sollicitation	RPA 99/2003	ELU	ELS
	G + Q + F <sub>p</sub>	1,35*G + 1,5*Q	G+Q
<b>N (KN)</b>	2.085	2,81	2,085
<b>M (KN)</b>	0.927	0,9	0,6

**NB :** La section dangereuse se situe à l'encastrement.

### III.5.4. Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.927}{2.085} = 0.44 \text{ m} \\ \frac{H}{6} = 0.016 \text{ m} \end{array} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$e_2 = e_1 + e_a$  ; Tel que  $e_a$  : Excentricité additionnelle.

$e_1$  : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

$$e_a = \max(2\text{cm}; \frac{l}{250}) = \max(2\text{cm}; \frac{60}{250}) = 2\text{cm}$$

$$d'où : e_2 = 0.44 + 0.02 = 0.46\text{m}$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité ( $e_3$ ) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 * l_f^2 * (2 + \alpha * \phi)}{10^4 * h} \dots \dots \dots BAEL91$$

$\alpha$  : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes au moment total du premier ordre.

$\phi$  : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 * (2 * 0.6)^2 * (2 + 0)}{10^4 * 0.1} = 0.864 \text{ cm.}$$

$$d'où : e_t = e_2 + e_3 = 46 + 0.864 = 46.864 \text{ cm.}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_U = 2.085 \text{ KN et } M_U = N_U * e_t = 2.085 * 0.46864 = 0,98 \text{ KN.}$$

### III.5.5. Ferrailage :

#### A. ELU :

$$h = 10 \text{ cm; } d = 8 \text{ cm; } b = 100 \text{ cm}$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif :  $M_{uA} = M_{uG} + N_u * (d - \frac{h}{2})$

- ✓  $M_{uG}$  et  $N_u$  : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.
- ✓  $M_{uA}$  : moment de flexion évalué au niveau de l'armature

#### • Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,08 * \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{on adopte } A_s = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 \text{ (1,13 cm}^2/\text{ml)}.$$

- **Espacement :**

1. Armatures principale :  $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow$  **on adopte  $S_t = 25 \text{ cm}$ .**

2. Armatures de répartitions :  $S_t \leq 60/4 = 15 \text{ cm} \rightarrow$  **on adopte  $S_t = 15 \text{ cm}$ .**

- **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(0.13 * f_{c28}, 4 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(3.25, 3 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 3.5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = 1.5 * (F_P + Q) = 1,5 * 2 = 3 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{3 * 10^{-3}}{1 * 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,0375 \text{ Mpa} .$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 * d * \sum \mu_i} ; \sum \mu_i : \quad \text{La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n * \pi * \phi = 4 * \pi * 0.6 = 7.54 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{3000}{0.9 * 0.08 * 7.54 * 10^{-2}} = 0.552 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 * \psi_s^2 * f_{c28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.83 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_s \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

## B. ELS : (vérification des contraintes).

$$d = 0.08 \text{ m} ;$$

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

- ✓ **Position de l'axe neutre :**

$$C = d - e_A ;$$

Tel que  $e_1$  : distance du centre de pression **C** à la fibre la plus comprimée **B** de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.085} = 0.2877 \text{ m} < h / 2 = 0.3 \text{ m}$$

$$\Rightarrow c = 0.08 - 0.2877 = -0.2077 \text{ m} (C < 0 \text{ et } y_c > 0)$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p * y_c + q = 0$$

→ C à l'extérieur de la section.

Tel que :

$$p = -3 * c^2 + (d - c) * \frac{90 * A_s}{b}$$

$$q = -2 * c^3 - (d - c)^2 * \frac{90 * A_s}{b}$$

$$\begin{cases} P = -3 * 0.2077^2 + (0.08 - 0.2077) * \frac{90 * 2.01 * 10^{-4}}{1} = -0.1297 \text{ m}^2 \\ q = -3 * 0.2077^3 + (0.08 - 0.2077)^2 * \frac{90 * 2.01 * 10^{-4}}{1} = 0.0164 \text{ m}^3 \end{cases}$$

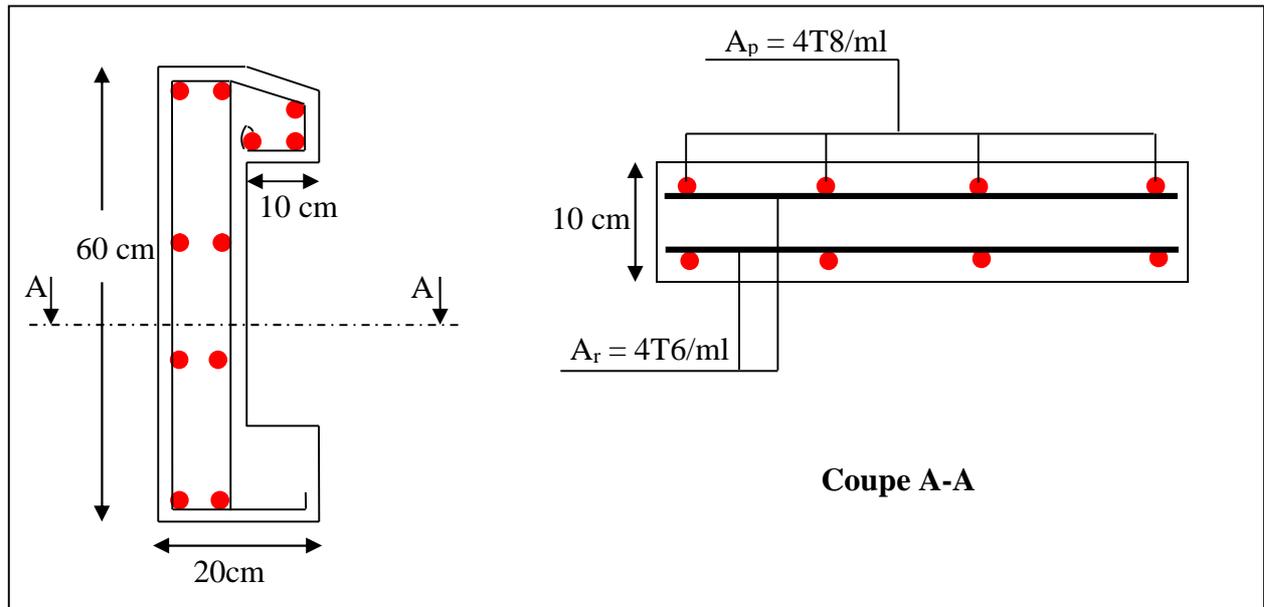
Par itération  $y_c = 0.25\text{m}$ . Donc,  $y=0.0423\text{m}$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15A(d - y) = 7.81 * 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{Ser}}{\mu_t} * y = 0.113 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 * N_{Ser}}{\mu_t} * (d - y) = 1.5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{cases}$$

### III.5.6. Schéma de Ferrailage :



**Figure III.14:** Schéma de ferrailage de l'acrotère.

## III.6. Ascenseur :

### III.6.1. Description de l'ascenseur :

- ❖ **Cabine** : Organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes et les charges à transporter.
- ❖ **Gaine** : Volume dans lequel se déplacent la cabine, le contrepoids et le vérin hydraulique. Ce volume est matériellement délimité par le fond de la cuvette, les parois et le plafond.
- ❖ **Palier** : Aire d'accès à la cabine à chaque niveau de service.
- ❖ **Cuvette** : Partie de la gaine située en contre - bas du niveau d'arrêt inférieur desservi par la cabine.
- ❖ **Hauteur libre** : Partie de la gaine située au-dessus du dernier niveau desservi par la cabine.
- ❖ **local des machines** : Local où se trouvent la machine et son appareillage.

### III.6.2. Caractéristiques de l'ascenseur:

➤ **Nombre de passagers :**

Le nombre de passagers est le plus petit des nombres obtenus par la formule :

$$n = \frac{\text{charge nominale}}{75} \Rightarrow n = \frac{630}{75} = 8.4$$

Dans notre structure, on utilise un ascenseur pour huit personnes, dont ses caractéristiques sont :

$L = 140\text{cm}$  : Longueur de l'ascenseur.

$L_r = 110\text{cm}$  : Largeur de l'ascenseur.

$H = 220\text{cm}$  : Hauteur de l'ascenseur.

$F_c = 102\text{KN}$  : Charge due à la cuvette.

$D_m = 82\text{KN}$  : Charge due à la salle des machines.

$P_m = 15\text{KN}$  : Charge due à l'ascenseur.

$P_{personnes} = 6.3\text{KN}$  : La charge nominale.

$V = 1.00\text{m/s}$  : La vitesse.

### III.6.3. Etude de l'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges important (machine+ ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a :  $L_x = 150\text{cm}$  ,  $L_y = 170\text{cm} \Rightarrow S = 1.50 * 1.70 = 2.55\text{m}^2$

Soit alors son épaisseur est **e=20cm**.

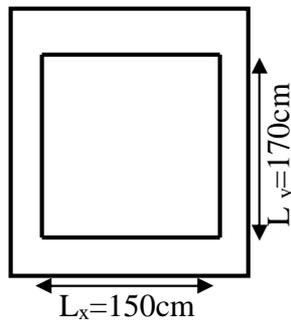


Figure III.15 : Les dimensions de l'ascenseur.

#### ➤ Evaluation des charges et surcharges :

$G_1 = 25 * 0.2 = 5 \text{ KN/m}^2$  : Poids de la dalle en béton armé.

$G_2 = 25 * 0.05 = 1.1 \text{ KN/m}^2$  : Poids de revêtement en béton.

$$G' = G_1 + G_2 = 6.1 \text{ KN/m}^2$$

$$G = \frac{F_c}{S} = \frac{102}{2.55} = 40 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{total} = G + G' = 6.1 + 40 = 46.1 \text{ KN/m}^2 \text{ Et } Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

### A. Cas de charge répartie :

- A l'ELU :

- ✓ Calcul les sollicitations :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 * 46.1 + 1.5 * 1 = 63.73 \text{ KN}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,88 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans deux sens.}$$

$$\rho = 0,88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7438 \end{cases}$$

- Calcul les sollicitations à ELU :

$$M_x^0 = \mu_x * q_u * L_x^2 = 0.0476 * 63.73 * 1.5^2 = 6.825 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y * M_x^0 = 0.7438 * 6.825 = 5.076 \text{ KN.m}$$

- Calcul les moments réelles :

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x^0 = 0.85 * 6.825 = 5.8 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y^0 = 0.85 * 5.076 = 4.31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_a = -0.4 * M_x^0 = -0.4 * 6.825 = -2.73 \text{ KN.m}$$

- Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec  $d_x = 18\text{cm}$  et  $d_y = 17\text{cm}$  Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.61: Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (dalle au-dessous).							
Sens	$M_u \text{ (KN.m)}$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z \text{ (cm)}$	$A_{calculée} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{opté} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$S_t \text{ (cm)}$
Travée x-x	5.8	0.0126	0.016	17.9	0.93	4T8=2.01	$S_t \leq \min(3e, 33\text{cm})$ St=25
Travée y-y	4.31	0.0105	0.013	16.9	0.732	4T8=2.01	$S_t \leq \min(3e, 33\text{cm})$ St=25
Appuis	2.73	0.0066	0.0083	16.94	0.46	3T8=1.51	33 cm

▪ **Vérification a l'ELU:**

✓ **Condition de non fragilité :**

• **En travée :**

On a des HAf<sub>c</sub>E400  $\Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

Avec  $h_0 = e = 20 \text{ cm}$ ,  $b = 100 \text{ cm}$  et  $\rho = 0,88$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,88 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow A_x^{min} = \rho_0 * \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) * b * e = 0.0008 * \left( \frac{3 - 0.88}{2} \right) * 100 * 20$$

$$\Rightarrow A_x^{min} = 1.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_y^{min} = \rho_0 * b * e = 0.0008 * 100 * 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t^x = 4T8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_x^{min} = 1.7 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_t^y = 4T8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_y^{min} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$A_t^y = 4T8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} > \frac{A_t^x}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

• **En appuis :**  $A_a = 3T8/\text{ml} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_a^{min} = 2.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

La condition n'est pas vérifiée, donc on ferraille en appuis avec  $A_{min}$

$$\Rightarrow A_a = 3T10/\text{ml} = 2.37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Vérification l'effort tranchant :**

$\rho=0.88 > 0.4$  flexion simple dans les deux sens.

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = q_u * \frac{l_x}{3} = 31.865 \text{ KN} \\ V_y = q_u * \frac{l_x}{2} * \frac{1}{1 + \frac{1}{\rho}} = 33.2 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{33.2 \times 10^{-3}}{1000 \times 170} = 0.193 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ Mpa.}$$

Donc, la condition est vérifiée.

▪ **Vérification a l'ELS:**

$q_s = G_{total} + Q = 46.1 + 1 = 47.1 \text{ KN/m}^2$ , on fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur.

$$\rho = 0,88 \Rightarrow ELS: \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0546 \\ \mu_y = 0.8216 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Annexe (1)}$$

➤ **Calcul les moments :**

$$M_x^0 = \mu_x * q_{st} * l_x^2 = 0.0546 * 47.1 * 1.5^2 = 5.786 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y * M_x^0 = 0.8216 * 5.786 = 4.753 \text{ KN.m}$$

- **Calcul les moments réels :**
- ✓ En travées :  $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x^0 = 4.92 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y^0 = 4.04 \text{ KN.m} \end{cases}$
- ✓ En appuis :  $M_a = -0.4 * M_x^0 = -2.31 \text{ KN.m}$
- ❖ **Vérification de la contrainte:**

<b>Tableau III.62 : Vérification des contraintes en travée (sens x-x)</b>	
<b>Calculs</b>	<b>Vérifications</b>
$y = 0.03 \text{ m}$	$\sigma_b = 1.437 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$  $\sigma_s = 75.48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$
$I = 7 * 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 1.437 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 75.48 \text{ MPa}$	

<b>Tableau III.63 : Vérification des contraintes en travée (sens y-y)</b>	
<b>Calculs</b>	<b>Vérifications</b>
$y = 0.039 \text{ m}$	$\sigma_b = 1.3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$  $\sigma_s = 65.64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$
$I = 1.20937 * 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 1.3 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 65.64 \text{ MPa}$	

<b>Tableau III.64 : Vérification des contraintes en appuis</b>	
<b>Calculs</b>	<b>Vérifications</b>
$y = 0.031 \text{ m}$	$\sigma_b = 0.92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$  $\sigma_s = 61.09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$
$I = 0.78611 * 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 0.92 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 61.09 \text{ MPa}$	

➤ Schémas de ferrailage :

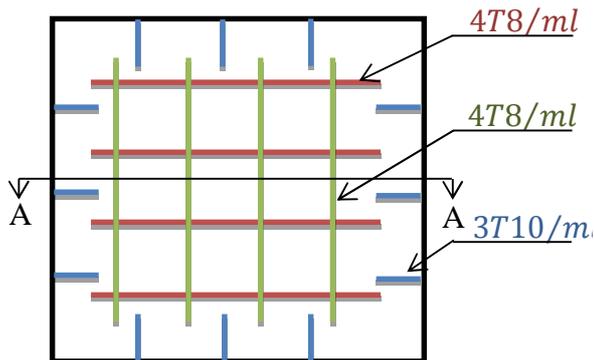


Figure III.15 : Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur.

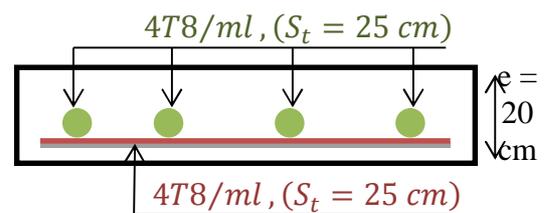


Figure III.16: Coupe A-A détail de ferrailage.

2) Cas d'une charge concentrée :

La charge concentrée  $q$  est appliquée à la surface de la dalle sur aire  $a_0 \times b_0$ . Elle agit uniformément sur aire  $u \times v$  située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$  : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de vitesse.

$u \times v$  : Surface d'impact.

$a_0$  et  $u$  = dimension suivant x-x.

$b_0$  et  $v$  : Dimension suivant y-y.

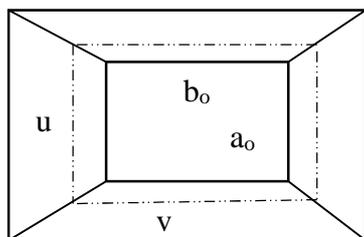


Figure III.17 : Schémas représentant la surface d'impact.

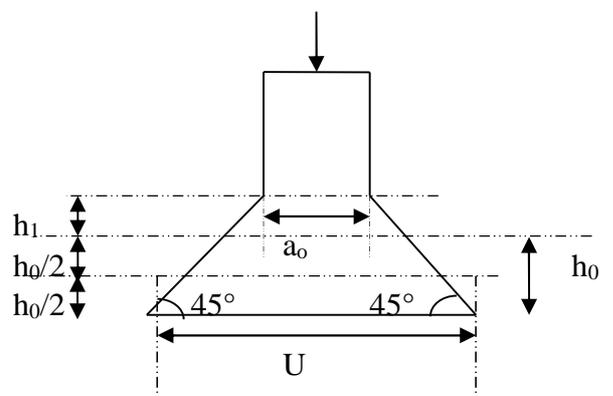


Figure III.18: Calcul de Périmètre au niveau de la feuille moyenne.

$$\text{On a } \begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases} \text{ pour } V = 1m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm. \\ b_0 = 80cm. \end{cases}$$

Avec  $h_1 = 5cm$  : Épaisseur de revêtement.

$h_0 = 20cm$  : Épaisseur de dalle.

$\zeta = 1$  : Coefficient qui dépend du type de revêtement.

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110cm. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110cm. \end{cases}$$

▪ **Calcul les sollicitations :**

$$\begin{cases} M_x = q_u * (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = q_u * (M_2 + \nu M_1) \end{cases}, \text{ Avec } \gamma : \text{ Coefficient de poisson } \begin{cases} \gamma = 0 & \text{à l'ELU} \\ \gamma = 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

- $M_1$  est en fonction de  $\frac{u}{L_x}$  et  $\rho \Rightarrow \frac{u}{l_x} = \frac{110}{150} = 0.733$  et  $\rho = 0,88$
- $M_2$  est en fonction de  $\frac{v}{L_y}$  et  $\rho \Rightarrow \frac{v}{l_y} = \frac{110}{170} = 0.674$  et  $\rho = 0,88$

En se référant à l'Annexe (2), on trouve :  $M_1=0.072$  KN.m et  $M_2=0.057$  KN.m

**Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y2}$  du système de levage à l'ELU :**

$$\nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_x = q_u * M_1 \\ M_y = q_u * M_2 \end{cases}$$

$$\text{On a: } g = D_m + P_m + P_{perssonne} = 82 + 15 + 6.3 = 103.3KN.$$

$$q_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 103.3 = 139.455KN$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u * M_1 = 139.455 * 0.072 = 10.04 KN.m \\ M_{y1} = q_u * M_2 = 139.455 * 0.057 = 7.94 KN.m \end{cases}$$

**Evaluation des moments due au poids propre de la dalle à l'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73KN.$$

$$\rho = 0,88 \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = u_x * q_u * l_x^2 = 0.0476 * 9.73 * 1.5^2 = 10.04 KN.m \\ M_{y2} = u_x * q_u * M_{x2} = 0.7438 * 10.04 = 7.47 KN.m \end{cases}$$

**Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.04 + 1.04 = 11.08 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.94 + 0.77 = 8.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Les moments réels :**

- ✓ En travées :  $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x^0 = 9.418 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y^0 = 7.4 \text{ KN.m} \end{cases}$
- ✓ En appuis :  $M_a = -0.4 * M_x^0 = -3.76 \text{ KN.m}$

### III.6.4. Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prend  $d_x = 18\text{cm}$  et  $d_y = 17\text{cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.65 : Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (dalles au-dessus)							
Sens	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(cm)	$A$ calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	$A$ opté (cm <sup>2</sup> /ml)	$S_t$ (cm)
Travée x-x	9.418	0.02	0.025	17.8	1.52	4T8=2.01	St ≤ min (3e, 33cm) St=25
Travée y-y	7.4	0.018	0.022	16.84	1.26	4T8=2.01	St ≤ min (3e, 33cm) St=20
Appuis	3.76	0.0092	0.011	16.92	0.63	3T8=1.51	St=33 cm

➤ **Vérification a l'ELU :**

1) **Vérification de condition de non fragilité :**

$$\begin{cases} A_t^x = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2/ml > A_x^{min} = 1.7 \text{ cm}^2/ml \\ A_t^y = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2/ml > A_y^{min} = 1.6 \text{ cm}^2/ml \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

$$A_t^y = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2/ml > \frac{A_t^x}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2/ml \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

**En appuis :**  $A_a = 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2/ml > A_a^{min} = 2.05 \text{ cm}^2/ml$

La condition n'est pas vérifiée, donc on ferraille en appuis avec  $A_{min}$

$$\Rightarrow A_a = 3T10/ml = 2.37 \text{ cm}^2/ml$$

2) **Vérification au poinçonnement :**

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec  $Q_u$  : Charge de calcul à l'ELU.

$h$  : Épaisseur total de la dalle.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

$$Q_u = q_u = 139.455 \text{ KN} < 0.045 * u_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 * 2 * 2.2 * 0.2 * \frac{25 * 10^3}{1.5}$$

$q_u = 139.455 \text{ KN} < 660 \text{ KN}$  . Donc, pas de risque de poinçonnement.

### 3) Vérification de l'effort tranchant :

$$\text{On a } u=v=110 \text{ cm} \Rightarrow V_{max} = \frac{Q_u}{3 * u_c} = \frac{139.455}{3 * 4.4} = 10.56 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{10.56 * 10^{-3}}{1 * 0.18} = 0.059 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

### Calcul à l'ELS :

#### 1) Le moment engendré par le moment de levage :

$$q_{ser} = g = 103.3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} * (M_1 + \nu M_2) = 103.3 * (0.072 + 0.2 * 0.057) = 8.61 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser} * (M_2 + \nu M_1) = 103.3 * (0.057 + 0.2 * 0.072) = 7.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### 2) Le moment dû au poids propre de la dalle:

$$Q_{ser} = G + Q = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS: } \rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0546 \\ \mu_y = 0.8216 \end{cases}$$

#### ➤ Calcul les moments :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x * q_{st} * l_x^2 = 0.0546 * 7.1 * 1.5^2 = 0.87 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y * M_{x2} = 0.8216 * 0.87 = 0.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### 3) Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.61 + 0.87 = 9.48 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.37 + 0.71 = 8.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### ➤ Calcul les moments réels :

$$\text{En travée: } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x = 0.85 * 9.48 = 8.058 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y = 0.85 * 8.08 = 6.868 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis: } M_a = -0.4 * M_x = -0.4 * 9.48 = -3.223 \text{ KN.}$$

#### ❖ Vérification de la contrainte:

**Tableau III.66 : Vérification des contraintes en travée (sens x-x)**

Tableau III.66 : Vérification des contraintes en travée (sens x-x)	
Calculs	Vérifications

$y = 0.03 \text{ m}$	$\sigma_b = 3.13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 7.683 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 3.13 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 235 \text{ MPa}$	

Donc : il faut recalculer la section d'armature à l'ELS.

$$\begin{cases} \beta = 1.233 * 10^{-3} \\ \alpha = 0.18 \\ A_t^x = 2.362 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases} \Rightarrow \text{choix: } A_t^x = 5T8/\text{ml} = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$St < \min(3e, 33 \text{ cm})$ , Alors **St = 20 cm**.

<b>Tableau III.67 : Revérification des contraintes en travée (sens x-x)</b>	
Calculs	Vérifications
$y = 0.033 \text{ m}$	$\sigma_b = 2.85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 9.333 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 2.85 \text{ MPa}$	

<b>Tableau III.68 : Vérification des contraintes en travée (sens y-y)</b>	
Calculs	Vérifications
$y = 0.029 \text{ m}$	$\sigma_b = 2.93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 6.807 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 2.93 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 213.4 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$
$\sigma_s = 213.4 \text{ MPa}$	

Donc : il faut recalculer la section d'armature à l'ELS.

$$\begin{cases} \beta = 1.178 * 10^{-3} \\ \alpha = 0.176 \\ A_t^y = 2.13 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases} \Rightarrow \text{choix: } A_t^y = 5T8/\text{ml} = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$St < \min(3e, 33 \text{ cm})$ , Alors **St = 20 cm**.

<b>Tableau III.69 : Revérification des contraintes en travée (sens y-y)</b>
---

Calculs	Vérifications
$y = 0.032 \text{ m}$	$\sigma_b = 2.66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 8.262 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 2.66 \text{ MPa}$	

Tableau III.70 : Vérification des contraintes en appuis	
Calculs	Vérifications
$y = 0.031 \text{ m}$	$\sigma_b = 1.28 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 7.861 * 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 1.28 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 85.16 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 85.16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$

➤ **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.2}{1.5} = 0.133 > \frac{3}{80} = 0.0375 \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0.2}{1.7} = 0.11 > \frac{3}{80} = 0.0375 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.2}{1.5} = 0.133 > \frac{M_{tx}}{20 * M_x} = 0.0425 \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0.2}{1.7} = 0.11 > \frac{M_{ty}}{20 * M_y} = 0.04 \end{array} \right.$$

Dalle au dessous  $\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_s}{b * d_x} = \frac{2.01}{100 * 18} = 0.0011 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \\ \frac{A_s}{b * d_y} = \frac{2.01}{100 * 17} = 0.0011 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \end{array} \right.$

Dalle au dessous  $\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_s}{b * d_x} = \frac{2.51}{100 * 18} = 0.0014 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \\ \frac{A_s}{b * d_y} = \frac{2.51}{100 * 17} = 0.0014 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \end{array} \right.$

❖ **Schéma de ferrailage :**

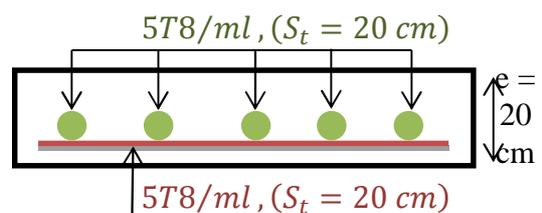
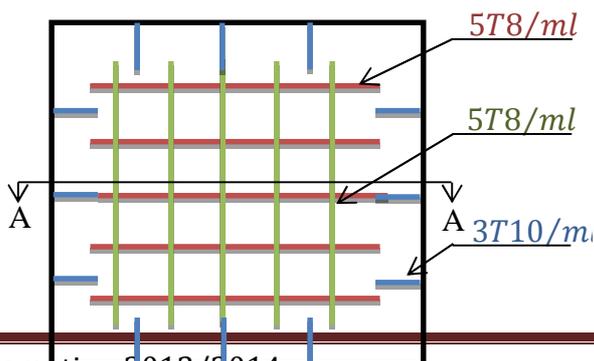


Figure III.20: Coupe A-A détails de ferrailage.



## Introduction :

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme. La structure doit être le plus possible symétrique pour avoir une distribution régulière des efforts. Il est toujours conseillé de distribuer régulièrement et symétriquement les éléments structuraux.

En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou de dissipation d'énergie.

De plus, il est important de tenir compte de l'activité et des propriétés du sol. Toutes ces considérations nous amènent à des calculs plus complexes que dans le cas général, car il faut tenir compte de l'interaction fondation-structure pour :

- ✓ Eviter l'effondrement de la structure sous l'effet d'une action sismique dont l'intensité avoisine l'action spécifiée par voie réglementaire (action sismique à l'ELU).
- ✓ Limiter les dommages sur des éléments non structuraux sous l'effet d'un séisme moins intense mais plus fréquent (action sismique à l'ELS).

### IV.1.Méthodes de calcul:

Le **RPA99/2003** propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode dynamique : - La méthode d'analyse modale spectrale.  
-La méthode d'analyse par accélérogrammes.

#### IV.1.1. Méthode statique équivalente:

##### A. Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles de même centre de gravité, de même propriétés d'inertie.

**B. Conditions d'application :**

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- ✓ Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.
- ✓ Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99/version 2003 (article 4.1.2)**.

**C. Calcul de la force sismique totale :**

L'effort sismique total  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions, horizontales et orthogonales, selon la formule :

$$V = \frac{A * D * Q}{R} * W$$

Avec :

- **A** : coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.

Dans notre cas : - Groupe d'usage 1B }  $\Rightarrow$  **A = 0.15**  
 - Zone sismique : IIa }

- **R** : coefficient de comportement global de la structure.  
 Valeur donnée par le **tableau (4.3) du RPA 99 /2003** en fonction du système de contreventement. (Contreventement mixte)  $\Rightarrow$  **R = 5**
- **Q** : facteur de qualité : il est fonction de :

Sa valeur est donnée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$  .

$p_q$  : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité  $q$  est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le **tableau (4.4) du RPA99/2003**.

Donc  $Q_x = Q_y = 1.15$

- **W** : poids total de la structure :  $W = \sum_1^9 W_i$  , avec :  $W_i = W_{Gi} + \beta * W_{Qi}$

$W_{Gi}$  : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

$W_{Qi}$  : Charge d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le **tableau 4.5 du RPA 99/2003**.

$$W = 53956,445 \text{ KN.}$$

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen.

Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure T.

#### D. Estimation de la période fondamentale de la structure :

Selon le **RPA 99/2003(article 4.2.4)**, la période empirique peut être calculée de deux manières :

$$\checkmark T = C_T * (h_N)^{3/4} \text{ avec :}$$

$h_N$  : la hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.  $\Rightarrow h_N = 34 \text{ m.}$

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

$$\Rightarrow C_T = 0,05(\text{tableau 4.6 du RPA 99/2003}). \quad \text{D'où : } T = 0,704\text{s.}$$

$$\checkmark T = 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour T.

$$\begin{cases} L_x = 23.55 \text{ m} \\ L_y = 21.66 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.630 \text{ sec} \\ T_y = 0.657 \text{ sec} \end{cases}, \text{Après Majoration} \begin{cases} T_x = 0.819 \text{ sec} \\ T_y = 0,854 \text{ sec} \end{cases}$$

#### Valeur de $T_1$ et $T_2$ :

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**RPA99/2003 tableau 4.7**)

$$\text{Sol ferme} \Rightarrow \text{site } S_3 \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.5 \text{ sec} \end{cases}$$

$$D = 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}, T_2 < T < 3 \text{ sec}$$

Tel que :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}}$  → facteur de correction d'amortissement.

- $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de remplissage (**RPA 99/2003 tableau 4.2**).

Portique auto stable →  $\xi = 7\%$ .

Voiles →  $\xi = 10\%$ .

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne ⇒  $\xi = 8,5\%$ .

$$\begin{cases} D_x = 1.73 \\ D_Y = 1.69 \end{cases}$$

Donc,

$$V_x = 3345.5 \text{ KN}$$

$$V_Y = 3237.387 \text{ KN}$$

### IV.1.2. Méthodes d'analyse dynamique :

#### ➤ modale spectrale :

cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

#### A. principe :

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

#### B. les hypothèses :

1. les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
2. seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.

#### IV.1.2.1. Modélisation de la structure :

La forme architecturale de la structure à étudier, nous à pousser à une recherche d'un bon comportement dynamique qui peut résister aux différentes sollicitations.

La hauteur du bâtiment dépasse les 20 mètres, donc selon RPA99/2003 (article 3.4) on doit introduire des voiles

On a opté à cette disposition :

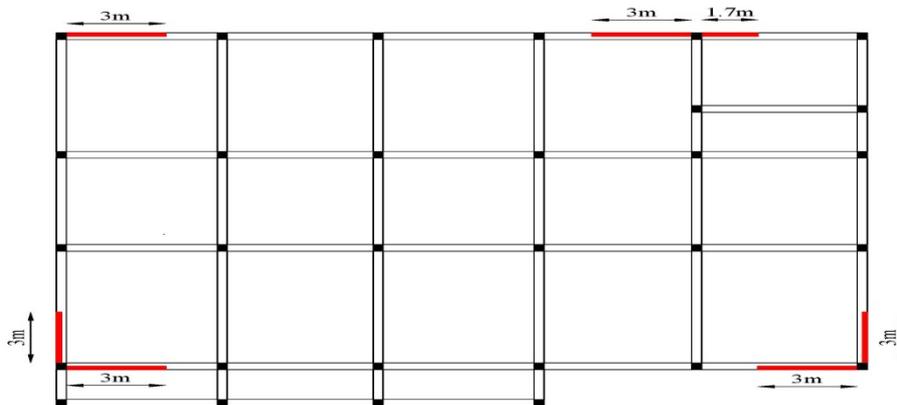


Figure IV.1. Disposition des voiles

#### IV.1.2.2. Analyse du comportement de la structure :

✓ Mode (1) :

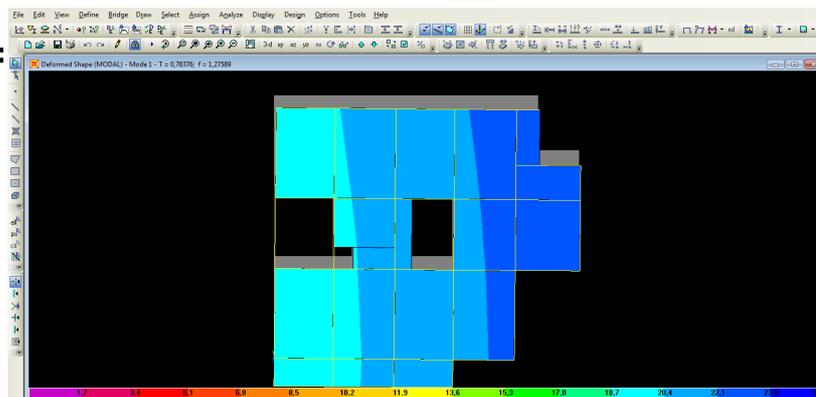


Figure IV.2 : premier mode de déformation (translation suivant y)( $T=0.7837$  sec)

**Analyse des résultats :** la participation modale du premier mode suivant (x) est prépondérante, un mode de translation suivant cette direction.

## ✓ Mode (2)

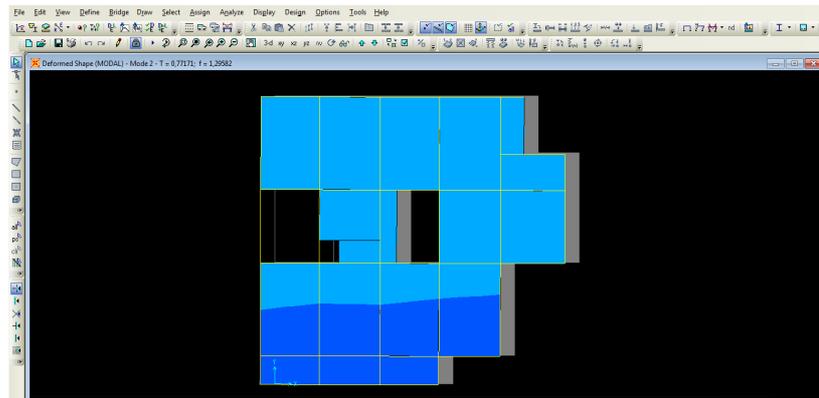


Figure IV.3: deuxième mode de déformation (translation suivant x)(T=0.7717 sec)

## ✓ Mode (3)

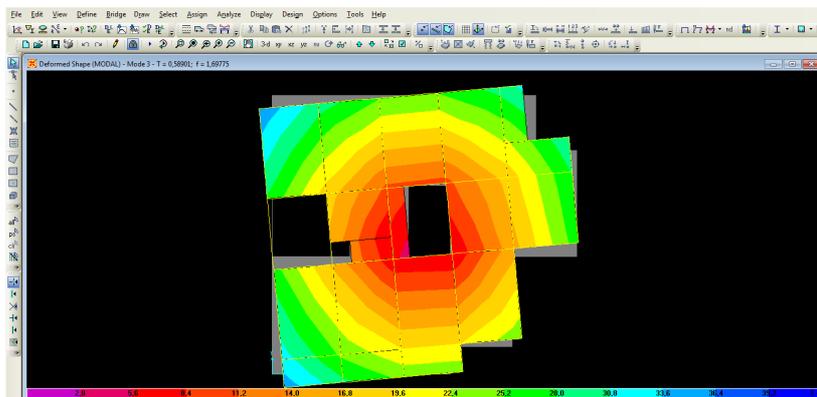


Figure IV.4 : troisième mode de déformation (rotation suivant z) (T=0.5890) sec

- **Période de vibration et taux de participation des masses modales:**

**Tableau IV.1** : Période de vibration et taux de participation des masses modales

Modes	Périodes	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
	Sec	U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>
<b>Mode 1</b>	0,783842	0,00403	0,71161	0,00403	0,71161
<b>Mode 2</b>	0,771849	0,68602	0,00396	0,69005	0,71557
<b>Mode 3</b>	0,589339	0,0001	0,00454	0,69015	0,72011
<b>Mode 4</b>	0,247898	0,00043	0,13035	0,69058	0,85046
<b>Mode 5</b>	0,224179	0,15035	0,00018	0,84093	0,85064
<b>Mode 6</b>	0,171621	0,00237	0,00098	0,8433	0,85161
<b>Mode 7</b>	0,134364	0,00103	0,04912	0,84432	0,90074
<b>Mode 8</b>	0,11181	0,05034	0,0028	0,89466	0,90354
<b>Mode 9</b>	0,105849	0,00012	0,05744	0,89478	0,90354
<b>Mode 10</b>	0,091783	0,00011	0,00015	0,89489	0,90369
<b>Mode 11</b>	0,089136	0,01024	0,01794	0,90513	0,92164
<b>Mode 12</b>	0,084851	0,00163	0,00203	0,90676	0,92367

**NB** : Concernant les modes à retenir, nous avons constaté que le pourcentage de participation modale atteint plus de 90% à partir du onzième mode (sens x-x) et à partir du septième mode (sens y-y) ce qui vérifie la condition du **RPA99/2003**.

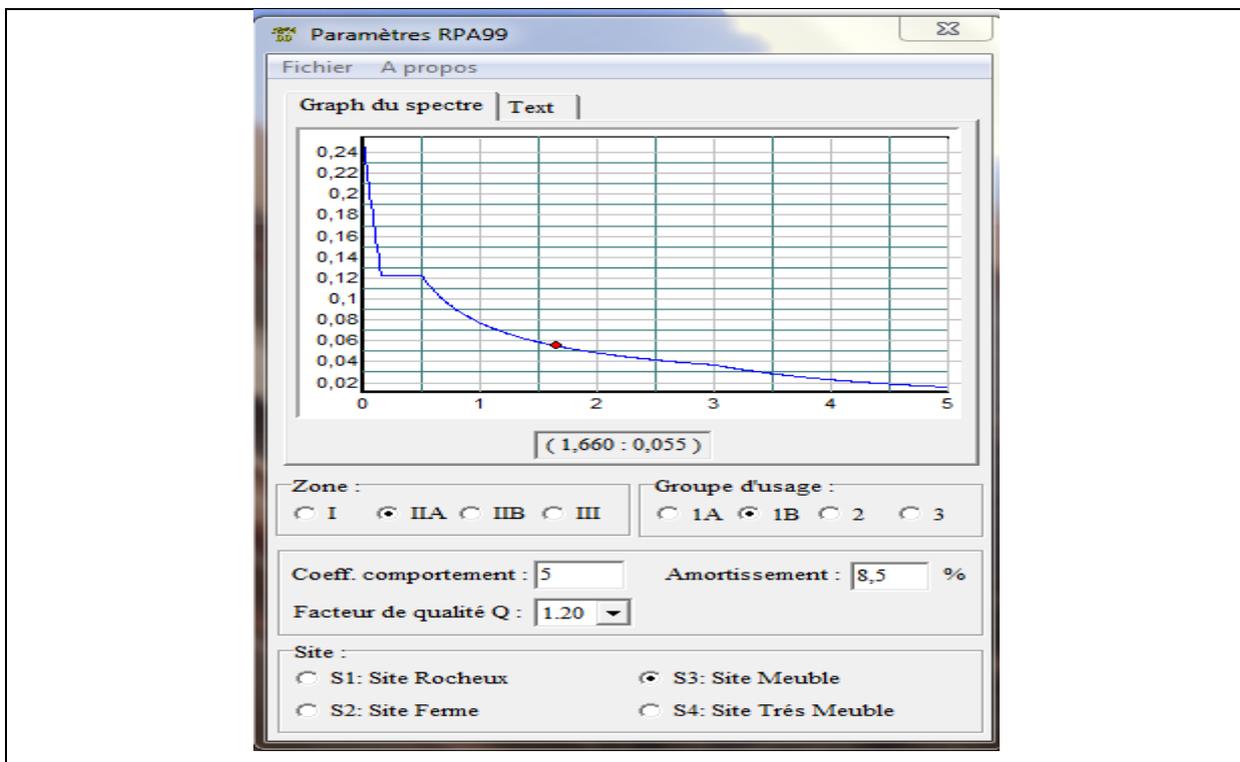
#### IV.1.2.3. Analyse spectrale :

➤ **Spectre de réponse** : La réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement ( $\xi$ ), et de la pulsation ( $\omega$ ). Donc, pour des accélérographes donnés, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse, et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure. L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \frac{Q}{R} & \dots\dots\dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

**Représentation graphique du spectre de réponse de calcul :**

L’excitation du modèle par le spectre du RPA, nous permet d’évaluer sa réponse sismique.



**Figure IV.5.** Spectre de reponse

**IV.2 Justification de l’interaction voile-portique :**

Les tableaux(IV.2) et (IV.3) illustrent respectivement la justification de l’interaction sous charges horizontales et verticales .L’article (3.4.A.4.a) du RPA99/version2003 stipule que pour les constructions à contreventement mixte, les voiles doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques qui doivent reprendre au moins **25%**de l’effort tranchant d’étage.

### IV.2.1. Sous charges verticales :

-Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques : 
$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

-Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles : 
$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés sur le tableau suivant :

**Tableau IV.2 : Interaction sous charges verticales**

	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE ≥ 80%	VOILE ≤ 20%
<b>RDC</b>	54331,893	7039,867	88,53	11,43
<b>NIV 01</b>	48367,455	6368,765	88,34	11,66
<b>NIV 02</b>	42408,839	5702,227	88,15	11,85
<b>NIV 03</b>	36391,171	5039,901	87,86	12,14
<b>NIV 04</b>	30584,73	4332,83	87,58	12,42
<b>NIV 05</b>	24836,422	3576,069	87,43	12,55
<b>NIV 06</b>	19253,366	2806,504	87,25	12,76
<b>NIV 07</b>	13678,785	2038,94	87,06	12,96
<b>NIV 08</b>	8485,623	1146,046	88,13	11,87
<b>NIV 09</b>	3800,273	590,307	86,58	13,44
<b>NIV 10</b>	2565,547	562,791	82,01	17,99

D'après le tableau IV.2, on voit bien que l'interaction sous charges verticales est vérifiée.

### IV.2.2. Sous charges horizontales :

-Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques 
$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

- Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles : 
$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Interaction sous charges horizontales

	Charges reprises (KN)				Pourcentages repris (%)			
	PORTIQUE		VOILE		PORTIQUE ≥ 25%		VOILE ≤ 75%	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
<b>RDC</b>	1215,723	92,29	2090,146	1437,642	35,03083	59,2480614	64,96917	40,7519386
<b>NIV 01</b>	984,575	122,114	2036,969	1312,155	30,19433	60,820949	69,80567	39,179051
<b>NIV 02</b>	1065,365	137,454	2161,074	994,349	35,13856	68,4876164	64,86144	31,5123836
<b>NIV 03</b>	1030,088	139,405	2061,842	862,296	37,11066	70,5111045	62,88934	29,4888955
<b>NIV 04</b>	1043,179	257,483	1991,951	654,941	41,7226	75,256225	58,2774	24,743775
<b>NIV 05</b>	911,654	224,108	1719,901	598,23	41,65029	74,1934343	58,34971	25,8065657
<b>NIV 06</b>	903,821	196,517	1552,409	404,568	49,45314	79,3268904	50,54686	20,6731096
<b>NIV 07</b>	730,749	197,144	1261,453	297,851	51,15764	80,898465	48,84236	19,101535
<b>NIV 08</b>	640,61	88,048	913,366	169,207	58,39781	84,3699224	41,60219	15,6300776
<b>NIV 09</b>	674,053	31,883	621,717	103,696	72,52904	85,7052465	27,47096	14,2947535

L'interaction horizontale est vérifiée dans les deux sens.

### IV.3. Vérification de la résultante de la force sismique :

Selon **RPA99V2003 (Article 4.3.6)**, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

Tableau IV.4: Vérification de l'effort tranchant à la base.

Résultante des forces sismiques	$V_{dyn}$ (KN)	$V_{st}$ (KN)	$V_{dyn}/V_{st}$	Observation
Sens x-x	3539.177	3345.3	1.05	vérifiée
Sens y-y	3588.932	3237.387	1.10	vérifiée

#### IV.4. Vérification de l'effort normale réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le **RPA99 (Art 7.4.3.1)** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Ou B est l'air de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit

**Tableau IV.5.** Vérification de l'effort normale réduit

NIVEAU	Type de poteau	B (cm <sup>2</sup> )	N <sub>d</sub> (KN)	v	Observation
Entre sol et RDC	80X80	6400	5064.299	0.316	N vérifiée
1 <sup>ère</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	75X75	5625	3908.881	0.277	vérifiée
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	70 × 70	4900	3354.897	0.273	vérifiée
5 <sup>ère</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	65 × 65	4225	2287.812	0.216	vérifiée
7 <sup>ère</sup> et 9 <sup>ème</sup> étage	60 × 60	3600	1259.122	0.139	vérifiée

#### IV.5. Justification vis-à-vis de déplacement : (Article 4.4.3) RPA 99/V2003.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \text{ Formule (4-19).}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques F<sub>i</sub> (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R = 5).

Le déplacement relatif de niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \text{ Formule (4-20).}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré (**Article 5.10) RPA99/2003.**

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

**Tableau. IV. 6:** Vérification des déplacements relatifs (sens x-x).

Niveau	Sens X - X						
	$\bar{\delta}_{ek}$ (m)	$\bar{\delta}_k$ (m)	$\bar{\delta}_{k-1}$ (m)	$\Delta k$ (m)	$h_k$ (m)	$\Delta k/h_k$ (%)	Observation
<b>RDC</b>	0,000785	0,003925	0	0,003925	3,4	0,00115441	vérifiée
<b>NIV 01</b>	0,002568	0,01284	0,003925	0,008915	3,4	0,00262206	vérifiée
<b>NIV 02</b>	0,004678	0,02339	0,01284	0,01055	3,4	0,00310294	vérifiée
<b>NIV 03</b>	0,007208	0,03604	0,02339	0,01265	3,4	0,00372059	vérifiée
<b>NIV 04</b>	0,009851	0,049255	0,03604	0,013215	3,4	0,00388676	vérifiée
<b>NIV 05</b>	0,012497	0,062485	0,049255	0,01323	3,4	0,00389118	vérifiée
<b>NIV 06</b>	0,015026	0,07513	0,062485	0,012645	3,4	0,00371912	vérifiée
<b>NIV 07</b>	0,017421	0,087105	0,07513	0,011975	3,4	0,00352206	vérifiée
<b>NIV 08</b>	0,019629	0,098145	0,087105	0,01104	3,4	0,00324706	vérifiée
<b>NIV 09</b>	0,021612	0,10806	0,098145	0,009915	3,4	0,00291618	vérifiée

**Tableau. IV. 7:** Vérification des déplacements relatifs (sens y-y).

Niveau	Sens Y - Y						
	$\bar{\delta}_{ek}$ (m)	$\bar{\delta}_k$ (m)	$\bar{\delta}_{k-1}$ (m)	$\Delta k$ (m)	$h_k$ (m)	$\Delta k/h_k$ (%)	Observation
<b>RDC</b>	0,000892	0,00446	0	0,00446	3,4	0,00131176	vérifiée
<b>NIV 01</b>	0,002801	0,014005	0,00446	0,009545	3,4	0,00280735	vérifiée
<b>NIV 02</b>	0,005218	0,02609	0,014005	0,012085	3,4	0,00355441	vérifiée
<b>NIV 03</b>	0,007887	0,039435	0,02609	0,013345	3,4	0,003925	vérifiée
<b>NIV 04</b>	0,010557	0,052785	0,039435	0,01335	3,4	0,00392647	vérifiée
<b>NIV 05</b>	0,013155	0,065775	0,052785	0,01299	3,4	0,00382059	vérifiée
<b>NIV 06</b>	0,015559	0,077795	0,065775	0,01202	3,4	0,00353529	vérifiée
<b>NIV 07</b>	0,017782	0,08891	0,077795	0,011115	3,4	0,00326912	vérifiée
<b>NIV 08</b>	0,01962	0,0981	0,08891	0,00919	3,4	0,00270294	vérifiée
<b>NIV 09</b>	0,021035	0,105175	0,0981	0,007075	3,4	0,00208088	vérifiée

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée.

#### IV.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : RPA99/V2003 (Article 5.9).

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments où la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10 \text{ Formule (5.6).}$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau k.

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

$h_k$  : Hauteur d'étage (k).

Si  $0.10 < \theta_k < 0.20$  : les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup>

ordre par le facteur :  $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

Si  $\theta_k > 0.20$  : La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

La condition  $\theta \leq 0.1$  est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P-Δ peuvent être négligés.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après

**Tableau. IV.8:** Vérification des effets P- $\Delta$ (sens x-x).

Niveau	Sens X - X				$\theta$	Observation
	$\Delta k$ (m)	$P_k$ (t)	$V_k$ (t)	$h_k$ (m)		
<b>RDC</b>	0,003925	47570,23	3470,437	3,4	0,01582384	vérifiée
<b>NIV 01</b>	0,008915	41789,714	3260,794	3,4	0,03360381	vérifiée
<b>NIV 02</b>	0,01055	35984,839	3031,897	3,4	0,03682804	vérifiée
<b>NIV 03</b>	0,01265	30348,096	2775,72	3,4	0,04067873	vérifiée
<b>NIV 04</b>	0,013215	24718,652	2500,273	3,4	0,03842604	vérifiée
<b>NIV 05</b>	0,01323	19243,512	2188,83	3,4	0,03421001	vérifiée
<b>NIV 06</b>	0,012645	13777,332	1827,631	3,4	0,02803603	vérifiée
<b>NIV 07</b>	0,011975	8551,685	1428,426	3,4	0,02108582	vérifiée
<b>NIV 08</b>	0,01104	4063,573	1096,976	3,4	0,01202821	vérifiée
<b>NIV 09</b>	0,009915	0	929,356	3,4	0	vérifiée

**Tableau. IV.9:** Vérification des effets P- $\Delta$  (sens y-y)

Niveau	Sens Y - Y					Observation
	$\Delta k$ (m)	$P_k$ (t)	$V_k$ (t)	$h_k$ (m)	$\theta$	
<b>RDC</b>	0,00446	47570,234	3527,788	3,4	0,01768841	vérifiée
<b>NIV 01</b>	0,009545	41789,714	3349,124	3,4	0,0350296	vérifiée
<b>NIV 02</b>	0,012085	35984,839	3155,423	3,4	0,04053496	vérifiée
<b>NIV 03</b>	0,013345	30348,096	2924,138	3,4	0,04073552	vérifiée
<b>NIV 04</b>	0,01335	24718,652	2646,892	3,4	0,03666831	vérifiée
<b>NIV 05</b>	0,01299	19243,512	2318,131	3,4	0,03171587	vérifiée
<b>NIV 06</b>	0,01202	13777,332	1956,977	3,4	0,02488886	vérifiée
<b>NIV 07</b>	0,011115	8551,685	1559,304	3,4	0,01792881	vérifiée
<b>NIV 08</b>	0,00919	4063,573	1082,573	3,4	0,01014583	vérifiée
<b>NIV 09</b>	0,007075	0	725,413	3,4	0	vérifiée

On remarque que la condition  $\theta \leq 0.1$  est satisfaite, donc l'effet **P- $\Delta$**  n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets du 2<sup>o</sup> ordre peuvent être négligés.

#### IV.7.CALCUL DU JOINT SISMIQUE

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur satisfait la condition suivante :

$$D_{\min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40\text{mm}$$

$\delta_1$  et  $\delta_2$  Sont les déplacements maximum des deux blocs

Sens x-x

$$\delta_1 = 0.0089\text{m}$$

$$\delta_2 = 0.021\text{m}$$

$$\text{Alors } d_{\min} = 15 + 2(8.9 + 21) = 74.8 > 40\text{mm}$$

en prend  $d = 8\text{cm}$

#### Conclusion :

L'étude au séisme de notre structure s'est faite par la méthode dynamique suite à la non vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente.

La modélisation de notre structure s'est donc faite à l'aide du logiciel Sap2000.V15.

Les voiles présentent une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. L'aspect architectural a été un véritable obstacle vu la non symétrie et le décrochement que présente la structure pour la disposition des voiles.

Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile- portique) vis-à-vis le RPA 99/version 2003. Nous avons vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P-  $\Delta$  ).

## Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

### V.1. Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel **SAP2000.V14** dans l'ordre suivant : **(RPA99/2003)**.

- ✓ 1.35 G + 1.5 Q.....(1)
- ✓ G + Q.....(2)
- ✓ G + Q + E.....(3)
- ✓ G+Q-E.....(4)
- ✓ 0.8 G +E.....(5)
- ✓ 0.8G-E.....(6)

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

1. Effort normal maximal et le moment correspondant : ( $N_{\max} \rightarrow M_{corr}$ )
2. Effort normal minimal et le moment correspondant : ( $N_{\min} \rightarrow M_{corr}$ )
3. Moment maximum et effort normal correspondant : ( $M_{\max} \rightarrow N_{corr}$ )

#### V.1.1. Recommandations du RPA99/2003:

##### A. Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1)

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage minimal sera de :  $0.8 \% \times b_1 \times h_1$  en zone II
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :
  - 4 % en zone courante.
  - 6 % en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.

- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de  $40\phi$  en zone IIa.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (IIa).
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1).

$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

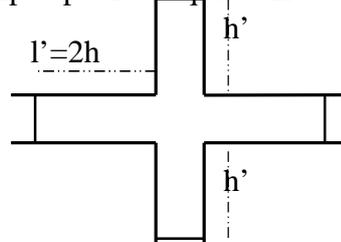
$$l' = 2 \times h$$

$h_e$  : La hauteur d'étage.

$b_1, h_1$  : Dimensions de la section transversale du poteau.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions

Du **RPA99/V2003** sont apportées dans le tableau suivant :



**Figure. V.1** : Zone nodale.

**Tableau V.1:** Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveaux	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
1	80X80	51,2	256	384
2	75X75	45	225	337,5
3	75X75	45	225	337,5
4	70X70	39,2	196	294
5	70X70	39,2	196	294
6	65X65	33,8	169	253,5
7	65X65	33,8	169	253,5
8	60X60	28,8	144	216
9	60X60	28,8	144	216
10	60X60	28,8	144	216

**B. Armatures transversales : (Article 7.4.2.2).**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :  $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$

- ✓  $V_u$  : L'effort tranchant de calcul.
- ✓  $h_1$  : Hauteur totale de la section brute.
- ✓  $f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ✓  $\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élanement géométrique " $\lambda_g$ " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- ✓  $t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :
  - **Dans la zone nodale** :  $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ . En zone IIa.
  - **Dans la zone courante** :  $t' \leq 15\phi_l$ . En zone IIa.

Où :  $\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ **La quantité d'armatures transversales minimales :**

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$  En % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : est l'elancement géométrique du poteau

$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$  ; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de

déformation considérée, et  $l_f$  : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_l$  minimum .
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\phi$  cheminées  $> 12 \text{ cm}$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

### V.1.2. Les sollicitations dans les poteaux :

**Tableau V.2 : Les sollicitations dans les poteaux.**

Niveaux	M <sub>max</sub> , N <sub>corr</sub>		N <sub>max</sub> , M <sub>corr</sub>		N <sub>min</sub> , M <sub>corr</sub>	
	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)
1	38,6871	5064,299	5064,299	38,6871	209,458	54,6952
2 et 3	169,2866	1400,756	4478,638	159,5889	178,224	43,5308
4 et 5	234,6317	1270,795	3403,205	71,6015	312,643	24,5188
6 et 7	112,2641	650,897	2343,987	60,2066	245,739	30,2688
8 et 10	27,1809	758,896	1296,091	52,4331	129,17	28,5562

### V.1.3. Ferrailage :

#### A. Armatures longitudinales

Les résultats des ferrailages adoptés pour les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.3 : Sollicitations dans les poteaux**

Niveaux	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> ) (Socotec)	Nombre de barres	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
1	80X80	51,2	0	8T25+8T14	51,59
2 et 3	75X75	45	0	8T25 + 4T14	45,44
4 et 5	70X70	39.2	0	8T25 + 4T14	45,44
6 et 7	65X65	33.80	0	6T25 + 6T14	38,70
8 et 10	60X60	28.8	0	8T20 + 4T12	29,64

#### B. Armatures transversales

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du **RPA**, Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

**Tableau V.4 : Armatures transversales dans les poteaux**

Niveaux	B (cm <sup>2</sup> )	$\phi_t^{min}$ (cm)	$l_f$ (m)	$\lambda_g$	$V_u$ (KN)	$l_r$ (c m)	$S_t$ ( zone nodale ) (cm)	$S_t$ (zone Courante)( cm)	$A_t^{calcul}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
1	80X80	1.4	1.99	2,49	165,7	80	14	21	2.71	6.12	8HA10=6.32
2 et 3	75X75	1,4	1.99	2.65	122,2	56	14	21	2,13	5.96	8HA10=6.32
4 et 5	70X70	1,4	1.99	2.84	133,6	56	14	21	2,5	4.20	6HA10=4.71
6 et 7	65X65	1.4	1.99	3,06	156,4	56	14	21	3,15	2.87	6HA8=3.01
8 et 10	60X60	1.2	1.99	3,32	140,8	56	12	18	2.64	2.77	6HA8=3.01

Conformément au **RPA99/2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit

vérifier la condition suivante :  $\phi_t \geq \frac{\phi_t^{max}}{3}$

Ce qui est vérifié pour notre cas, puisque nous avons  $\phi_t \geq \frac{25}{3} = 8.33mm$ .

### V.1.4. Vérifications

#### A. Vérification au flambement (effort normal ultime) :

Selon le **BAEL91 (Article 4. 4. 1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau (puisque la section des poteaux et l'effort normal varient d'un étage à un autre).

- **Exemple de calcul**

$h = 2.85m$  et  $N_{max} = 5064,299KN$ .

$$N_U = \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Tel que :

$\alpha$  : Coefficient fonction de l'élancement  $\lambda$

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{Si } \lambda > 50 \end{cases} \quad \lambda = \frac{l_f}{i}$$

$l_f$  : Longueur de flambement ( $0.7 * l_0 = 1.995$  m),  $l_0$  : hauteur libre d'étage = ( $h - h_{poutre}$ )

$i$  : Rayon de giration

$$i = \left(\frac{I}{A}\right)^{1/2} = \left(\frac{h^2}{12}\right)^{1/2} = \left(\frac{h^2}{12}\right)^{1/2} = \left(\frac{0.80^2}{12}\right)^{1/2}, \quad \lambda = \frac{1.995}{0.230} = 8,638$$

$$\Rightarrow i = 0.230m$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{8,638}{35}\right)^2} = 0.839. B_r = (a - 2)(b - 2) = (80 - 2)(80 - 2) = 6084 \text{ cm}^2$$

$$N_U = 0.839 \times \left[ \frac{0.6084 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 51,59 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right]$$

$$\Rightarrow N_U = 10958,26 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = 5065.299 \text{ KN} < N_U \rightarrow \text{Pas de risque de flambement.}$$

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.5** : Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (m)	l <sub>f</sub> (m)	i (m)	λ	α	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	N <sub>max</sub> (KN)	N <sub>u</sub> (KN)
1	80X80	2,85	1.995	0,230	8,638	0,839	51,59	6084	5065,299	10958,26
2 et 3	75X75	2,85	1.995	0,216	9,214	0,838	45,44	5329	4478,638	9594.29
4 et 5	70X70	2,85	1.995	0,202	9,872	0,836	45,44	4624	3403,205	8847,95
6 et 7	65X65	2,85	1.995	0,187	10,66	0,834	38,70	3969	2343,987	7252,27
8 et 10	60X60	2,85	1.995	0,173	11,51	0,832	28.64	3364	1296,091	6124,15

Commentaire : On voit bien que  $N_{\max} < N_u$  pour tous les niveaux, donc il n'y pas de risque de flambement.

**B. Vérification des contraintes de compression :**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

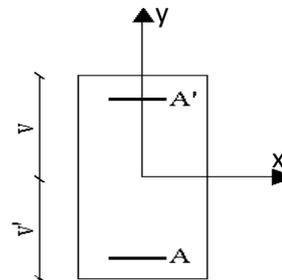
$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left( \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \text{ Et } d = 0.9 \times h$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$



**Figure V.2 :** Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.6 :** Vérification des contraintes dans le béton

Niveau	Sous sol et RDC	1 <sup>ère</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	7 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> étage
<b>Section (cm<sup>2</sup>)</b>	80X80	75X75	70X70	65X65	60X60
<b>d (cm)</b>	76	71	66	61	56
<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	51.59	45.44	45.44	35.62	32.54
<b>V (cm)</b>	43.90	41.23	38.43	35.84	32.63
<b>V' (cm)</b>	36.1	33.77	31.57	29.16	27.17
<b>I<sub>gg'</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	0.134	0.103	0.078	0.058	0.041
<b>N<sub>ser</sub> (KN)</b>	3678.21	3252.72	2469.47	1701.36	941.63
<b>M<sub>ser</sub> (KN. m)</b>	28.16	115.95	51.59	43.33	37.70
<b>σ<sub>bc</sub> (MPa)</b>	5.44	6.08	4.97	4.03	2.79
<b>σ<sub>sc</sub> (MPa)</b>	81.55	90.62	74.2	60.01	41.36
<b>σ̄<sub>bc</sub> (MPa)</b>	15	15	15	15	15
<b>σ̄<sub>sc</sub> (MPa)</b>	201.64	201.64	201.64	201.64	201.64
<b>Observation</b>	<b>Vérifier</b>	<b>Vérifier</b>	<b>Vérifier</b>	<b>Vérifier</b>	<b>Vérifier</b>

**C. Vérification aux des sollicitations tangentes** Selon *le RPA99/2003 (Article 7.4.3.2)*,

la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b*d}$  : La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique.

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau V.7 : Vérification des sollicitations tangentes**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	l <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (cm)	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	τ̄ <sub>bu</sub> (MPa)
1	80X80	1,995	2,49	0,04	76	165,776	0,272	1
2 et 3	75X75	1,995	2,66	0,04	71	122,223	0,229	1
4 et 5	70X70	1,995	2,85	0,04	66	133,605	0,289	1
6 et 7	65X65	1,995	3,06	0,04	61	156,495	0,394	1
8 et 10	60X60	1,995	3,32	0,04	56	140,836	0,419	1

Du tableau ci-dessus, on déduit que la condition exigée par le **RPA99/2003** sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

### V.1.5. Dispositions constructives

- **Longueur des crochets**

$$L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 25\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2.5 = 100\text{cm}.$$

$$\text{On adopte : } L_r = 100\text{cm}.$$

$$\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6$$

$$\text{On adopte : } L_r = 65\text{cm}.$$

$$\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60\text{cm}.$$

- **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire, car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites, si possible, à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (**selon le RPA**).

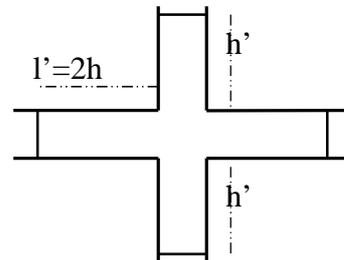
La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante.

Avec :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\text{cm}\right), l' = 2 \times h$$

$h_e$  : Hauteur de chaque niveau.

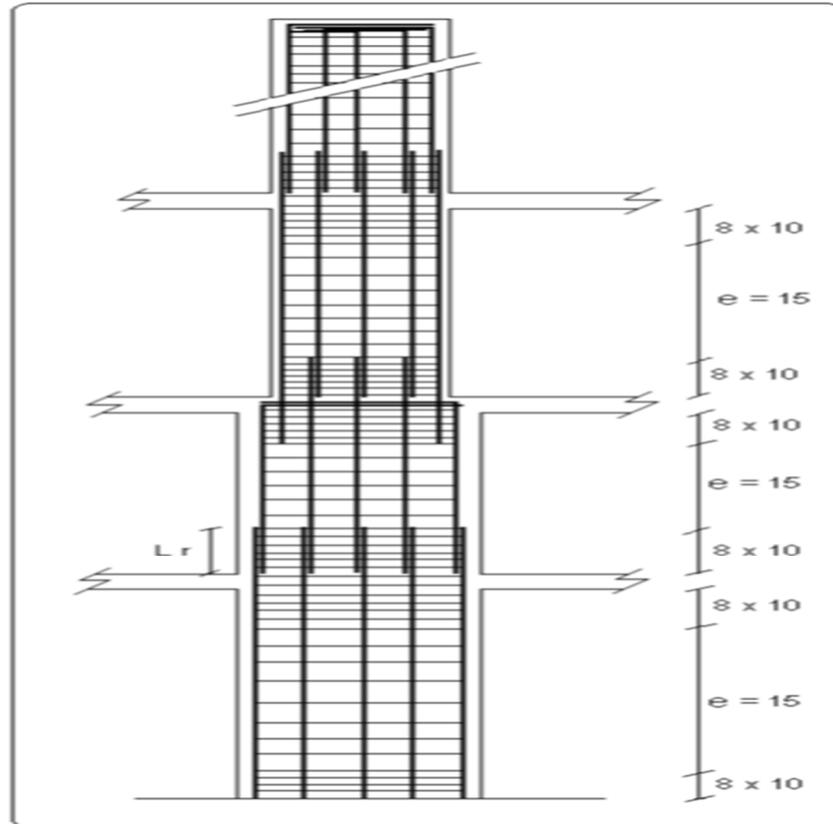
$h$  : Hauteur de la poutre principale (55 cm).



$$\text{Niveau RDC : } \begin{cases} h' = 80 \text{ cm} \\ l' = 110 \text{ cm} \end{cases}, \text{ Niveau 1-2 : } \begin{cases} h' = 75 \text{ cm} \\ l' = 110 \text{ cm} \end{cases}, \text{ Niveau 3-4 : } \begin{cases} h' = 70 \text{ cm} \\ l' = 110 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Niveau 5-6 : } \begin{cases} h' = 65 \text{ cm} \\ l' = 110 \text{ cm} \end{cases}, \text{ Niveau 3-4 : } \begin{cases} h' = 60 \text{ cm} \\ l' = 110 \text{ cm} \end{cases}$$

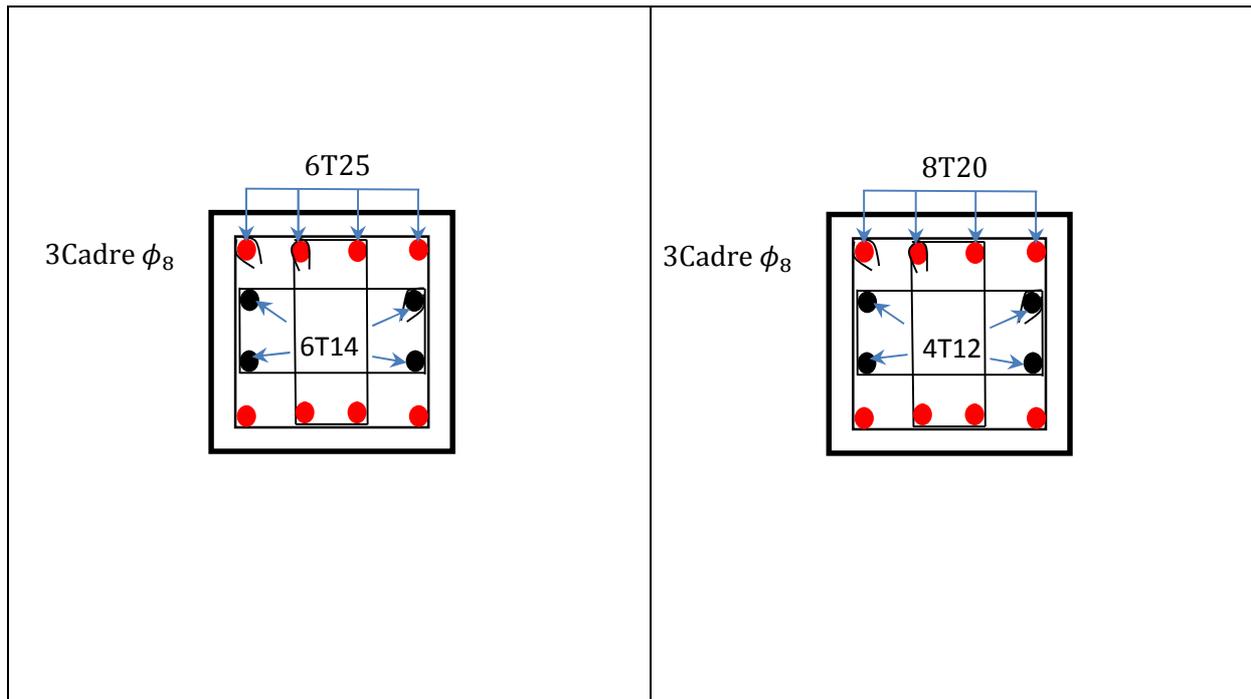
Nous montrons sur les figures suivantes les différents schémas de ferrailage adoptés pour les différents poteaux



**Figure V.3 :** Dispositions des armatures des poteaux

**V.1.6. Schémas de ferrailage :**

Tableau V.8 : Schémas de ferrailage des poteaux	
Sous-sol	RDC
Etages 1 et 2	Etages 4 et 5
Etages 5 et 6	Etages 7 et 9



## V.2. Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations ( $M$ ,  $T$ ), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **SAP2000**, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99/2003** suivantes :

✓  $1.35 \times G + 1.5 \times Q$

✓  $G + Q$

✓  $G + Q + E$

✓  $G + Q - E$

✓  $0.8 \times G + E$

✓  $0.8 \times G - E$

**RPA99/2003 (article 5.2)**

### V.2.1. Recommandation du RPA99/2003 :

#### A. Coffrage :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

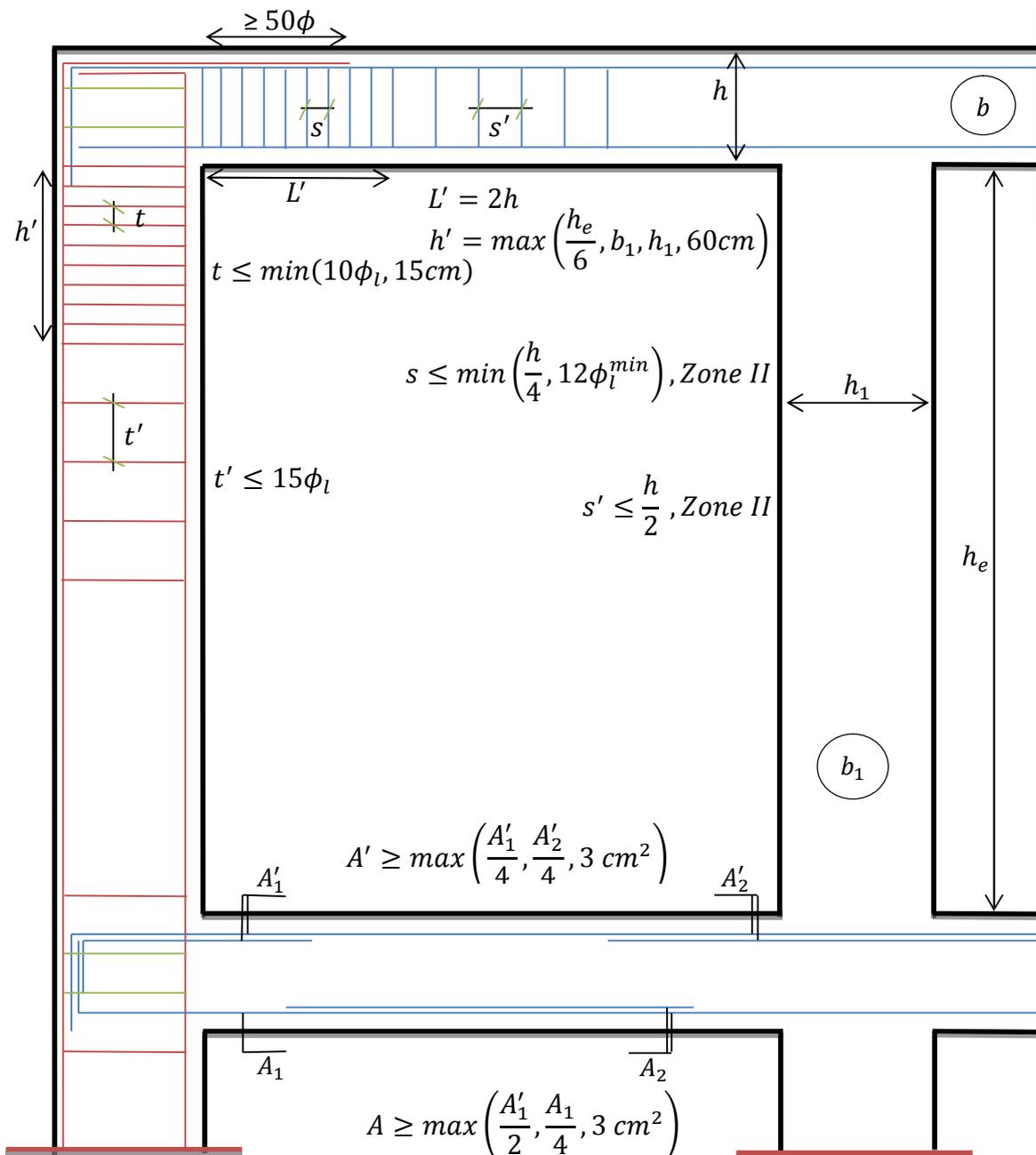
$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5 h + b_1 \end{array} \right. \quad \text{et} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \quad \text{RPA99/ 2003(article 7.5.1)}$$

#### B. Ferrailage :

##### ❖ Les armatures longitudinales RPA 99/2003 (article 7.4.2.1):

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre.  $A_l^{\min} = 0.5\% b * h$ .
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% de la section de la poutre en zone courante.
  - 6% de la section de la poutre en zone de recouvrement.
- ✓ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :
  - $40\phi$  En zone II<sub>a</sub>.
  - avec :  $\phi_{\max}$  : est le diamètre maximale utilisé.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **Figure V3**, avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- ✓ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.
  
- ❖ **Les armatures transversales RPA 99/2003 (article 7.5.2.2):**
  
- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $A_t = 0.003 \times S \times b$
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
  - $S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$ , Zone nodale (Zone II).
  - $S \leq \frac{h}{2}$ , Zone courante (Zone II).
  
- ✓ La valeur du diamètre  $\phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
  
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.



Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale



2 U superposés (avec alternation dans l'orientation)

**Figure V.4** : Dispositions constructives des portiques

## V.2.2.Ferraillage des poutres :

### V.2.2 .1. Sollicitation de calculs :

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.9:** Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres principales et secondaires.

Planchers	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M <sub>travée</sub> (KN.m)	M <sub>appuis</sub> (KN.m)	V(KN)	M <sub>travée</sub> (KN.m)	M <sub>appuis</sub> (KN.m)	V(KN)
RDC	118.39	-228.61	198.01	22.69	-59.83	44.02
courant	118.36	-230.80	202.59	23.34	-64	45.29
Terrasse	105.86	-186.86	164.10	12.87	-35.24	33.61

### V.2.2.2.Les armatures longitudinales :

Le ferraillage longitudinal calculé est celui obtenu par le logiciel **SAP 2000**. Nous avons Retenu le ferraillage le plus défavorable pour chaque type de poutres de chaque niveau.

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.10 :** Les armatures longitudinales dans les poutres principales.

Planchers	Type de poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	Localisation	A (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
courant	Principale	55×35	Appui	12.79	9.625	3HA20+2HA16 = 13.44
			Travée	6.83		3HA14 + 2HA12 = 6.88
	Secondaire	40×35	Appui	1.56	7	3HA12 = 3.39
			Travée	3.86		3HA14 = 4.62
Terrasse	Principale	55X35	Appui	12.57	9.625	3 HA 20+2HA16 = 13.44
			Travée	6.08		3 HA 14+2HA112 = 6.88
	Secondaire	40×35	Appui	6.42	7	3 HA 14+2HA12 = 6.88
			Travée	1.56		3 HA 12 = 3.39

❖ **Longueur de recouvrement :**

- $L_r \geq 40 \Phi_l$  **RPA/2003 Art (7.5.2.1).**
- $\Phi_l = 20\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 2 = 80\text{cm}$ , on adopte:  $L_r = 80\text{cm}$ .
- $\Phi_l = 16\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$ , on adopte:  $L_r = 65\text{cm}$ .
- $\Phi_l = 14\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$ , on adopte:  $L_r = 60\text{cm}$ .

**V.2.2.3. Les armatures transversales :**

$$\phi \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (article H.III.3).}$$

✓ **Poutres principales :**

$$\phi \leq \min\left(2; \frac{55}{35}; \frac{35}{10}\right) \leq 1.57 \Rightarrow \phi = 8\text{mm}$$

Donc on prend  $\phi_l = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$  (un cadre et un étrier).

✓ **Poutres secondaires :**

$$\phi \leq \min\left(1.6; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) \leq 1.14 \Rightarrow \phi = 8\text{mm}.$$

Donc on prend  $\phi_l = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$  (un cadre et un étrier).

❖ **Calcul des espacements des armatures transversales :**

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 57\text{cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 d, 40\text{cm}) = 33.3\text{cm} \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 28.58\text{cm} .$$

**Selon le RPA 99/2003 (article 7.5.2.2):**

- $S_t \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm}$ , On adopte un espacement de 15cm en zone courante.
- $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l^{\min}\right) = 10\text{cm}$ . On adopte  $S_t = 10\text{cm}$  en zone nodale.

On adopte un espacement de 10cm en zone nodale sur une longueur de  $l' = 2 \times h = 80\text{cm}$  .

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575\text{cm}^2$$

$$A_t = 2.01\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1.575\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

### V.2.3. Vérifications à l'ELU :

#### V.2.3.1. Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.19 \text{ cm}^2, \text{ Pour les poutres principales.}$$

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.35 \text{ cm}^2, \text{ Pour les poutres secondaires.}$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

#### V.2.3.2. Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible:

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b*d} \leq \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}, \quad \text{BAEL91(Article H.III).}$$

**Tableau V.11 : Vérification des contraintes tangentielles.**

Poutres	$V_u$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	Observation
Principales	202.59	1.13	Vérifiée
Secondaires	45.29	0.349	Vérifiée

Commentaire : Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

#### V.2.3.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$\checkmark \text{ en appui de rives : } A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

$$\checkmark \text{ en appui intermédiaires : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left( V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.12 : Vérification au cisaillement**

Poutres	$A_L$ (cm <sup>2</sup> )	$V_u$ (KN)	$M_a$ (KN.m)	$A_1^{rive}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_1^{int}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principale	13.44	202.59	230.8	5.82	8.35	Vérifiée
Secondaires	6,8	45.29	64	1.30	4.22	Vérifiée

Commentaire : Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

## V.2.4. Vérifications à l'ELS :

### V.2.4.1. Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$$

⊕  $\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$  (contrainte admissible du béton).

⊖  $M_{ser}$  : moment max à l'ELS.

⊕  $y$  : position de l'axe neutre.

⊕  $I$  : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2.$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 Ay - 15 Ad = 0, \text{ on aura } y.$$

**Tableau V.13 : Vérification de la contrainte limite de béton**

Poutres	Localisation	$M_{ser}$ (KN.m)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$Y$ (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Poutres principales	Appuis	55.22	2.4	6.3	14.33	15
	Travées	38.10	3.5	7.6	8.21	15
Poutres secondaires	Appuis	66.04	7.3	9.2	9.97	15
	Travées	29.57	5.06	7.6	3.71	15

### V.2.4.2. Vérification de la flèche :

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91(Article B.6.5)** et du **CBA 93**.

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad (3)$$

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus défavorable.

$$\frac{h}{l} = \frac{55}{620} = 0.088 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Poutres principales :**

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus défavorable.

$$\frac{h}{l} = \frac{55}{620} = 0.088 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.085 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = 0.00702 < \frac{12.79}{f_e} = 0.031 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ **Poutres secondaires :**

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus grande.

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{420} = 0.095 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.085 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = 0.0029 < \frac{4.2}{f_e} = 0.00965 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

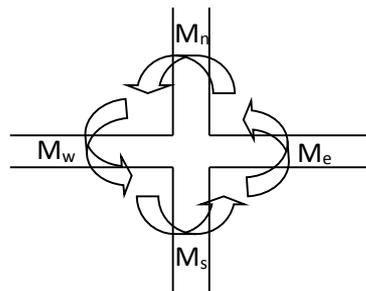
Commentaire : Les trois conditions de flèches étant satisfaites, le calcul des flèches s'avère inutile.

### V.2.5. Vérification des zones nodales :

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le **RPA99/2003 (Art.7.6.2)** exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).



**Figure V.5 :** La zone nodale

### A. Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ Des dimensions de la section du béton.
- ✓ De la quantité d'armatures dans la section du béton.
- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s$$

- $Z = 0.85 \times h$  ( $h$  : La hauteur totale de la section du béton).
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.14 : Moments résistant dans les poteaux**

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (m)	As (cm <sup>2</sup> )	M <sub>R</sub> (KN.m)
1	80X80	0.680	51.59	1220.82
2 et 3	75X75	0.637	47.06	1043.20
4 et 5	70X70	0.595	40.66	841.90
6 et 7	65X65	0.552	37.45	719.39
8 et 10	60X60	0.510	29.35	520.90

### B. Détermination du moment résistant dans les poutres :

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

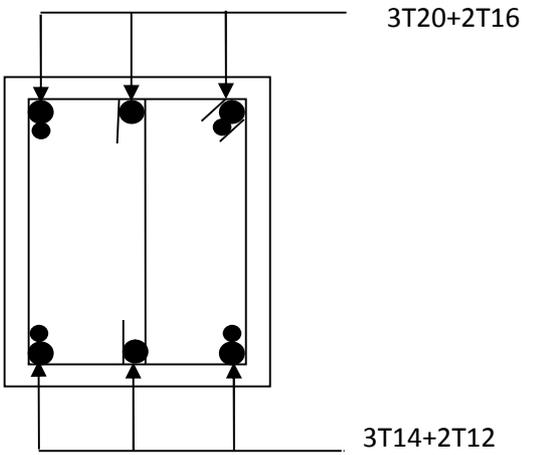
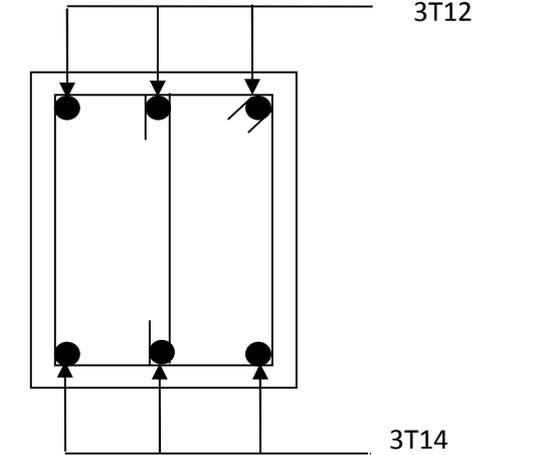
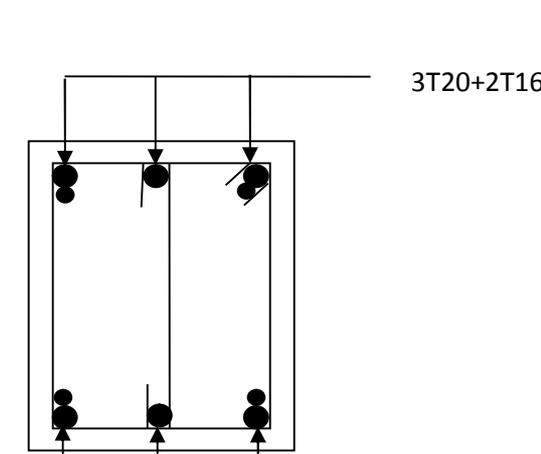
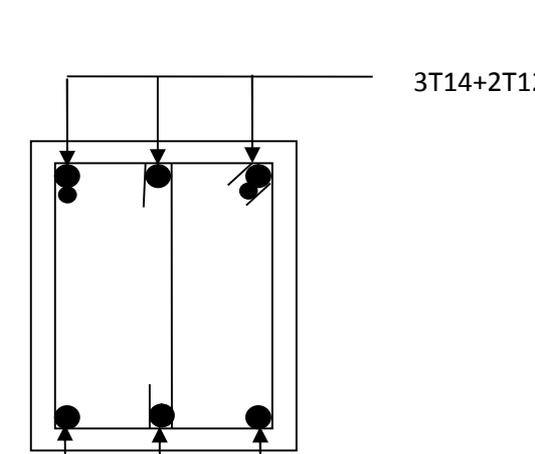
**Tableau V.15 : Vérification des zones nodales**

Niveau	Sens	M <sub>S</sub> +M <sub>N</sub> (KN.m)	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	1.25 × (M <sub>w</sub> + M <sub>e</sub> ) (KN.m)
1	Sens y-y	235	35.66	24.03	74.61
2 et 3	Sens y-y	216.38	32.32	25	71.65
4 et 5	Sens y-y	186.52	31.49	20.37	64.82
6 et 7	Sens y-y	122.82	24.38	11.43	44.76
8 et 10	Sens y-y	45	4.84	9.48	17.9

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

**V.2.6. Schémas de ferrailage des poutres :**

**Tableau V.16 :** Ferrillages des différentes poutres

Planches	Poutres principales	Poutres secondaires
courant		
Terrasse		

### V.3. Etude des voiles :

Le **RPA 99/ 2003**, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone II<sub>a</sub> (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastéré à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

✓ Voiles élancés :  $\frac{h}{l} > 1.5$

✓ Voiles courts :  $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

#### V.3.1. Recommandation du RPA :

##### A. Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :  $A_{min} = 0.20\% (L_t \times e)$

$L_t$  : Longueur de la zone tendue.

$e$  : épaisseur du voile.

- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $s_t < e$  ( $e$  : épaisseur de voile).
- ✓ A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

### **B. Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi_l$ .

### **C. Armatures transversales :**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par  $1\text{m}^2$  au moins.

### **D. Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec } : V = 1.4 \times V_u$$

### **E. Règles communes (armatures verticales et horizontales) :**

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{\min} = 0.15\%$  de la section du voile, dans la section globale du voile.

$A_{\min} = 0.10\%$  de la section du voile, dans la zone courante

$\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$  (Exception faite pour les zones d'about).

- ✓ L'espacement :  $S_t = \min(1.5 e, 30 \text{ cm})$ .
- ✓ Les deux nappes d'armatures horizontales doivent être reliées avec au moins quatre épingles par  $\text{m}^2$ . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✓ Longueurs de recouvrement :
  - $40\phi$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.
  - $20\phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

### V.3.2. ferrailage :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ( $e \times L$ ) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- ✓  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- ✓  $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- ✓  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

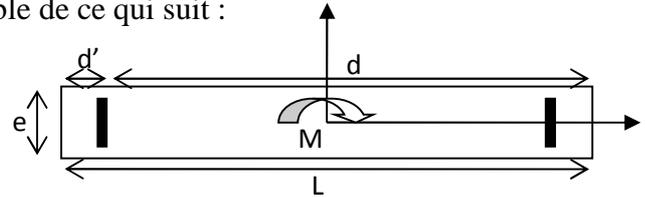


Figure V.6 : Schéma d'un voile plein

#### ❖ Armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_c \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \left\{ \begin{array}{l} \text{flexion composé} \\ \text{un effort } N = \text{compression} \end{array} \right. \Rightarrow k = 1 + \frac{3\sigma_{cm}}{f_{c28}}$$

$$\sigma_{cm} = \frac{N_{\text{compression}}}{b \times h}; \text{ contrainte moyenne de compression.}$$

$$St \leq \min(1.5 \times e, 30 \text{ cm})$$

$$\tau_u = 1.4 \frac{V_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

#### ❖ La longueur de recouvrement :

$$L_r \begin{cases} 40\phi, & \text{pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts} \\ & \text{est possible.} \\ 20\phi, & \text{pour les barres situées dans les zones comprimées.} \end{cases}$$

#### ❖ Règles communes :

$$A_{\min} \begin{cases} 0.15\% (L \times e), & \text{globalement dans la section du voile.} \\ 0.10\% (L_c \times e), & \text{en zone comprimé.} \\ 0.20\% (L_t \times e), & \text{en zone tendue.} \end{cases}$$

#### ✓ Diamètres des barres :

$$\phi < \frac{1}{10} e$$

#### ✓ Espacement des barres horizontales et verticales :

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

- ✓  $A_v^{cal} / \text{face}$  : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

- ✓  $A_{vmin}^{RPA}$  : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.
- ✓  $A_v^{adap} / face$  : Section d'armature verticale adoptée par face.
- ✓ Nbre /face : nombre de barres adoptées par face.
- ✓  $S_t$  : Espacement.
- ✓  $A_H^{min}$  : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.
- ✓  $A_H^{cal}$  : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.
- ✓  $A_H^{adap} / ml$  : Section d'armature horizontale adaptée pour 1mètre linéaire.
- ✓  $A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$
- ✓  $A_v^{adpt} / ml$  : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

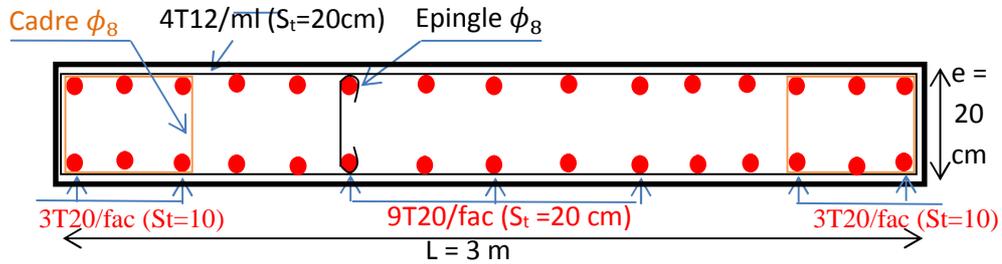
**Voile V<sub>1</sub> :****Tableau V.17** : Résultats du ferrailage du voile V<sub>1</sub> (x-x)

Niveaux	RDC	1 et 3	4 et 6	7 et 9
L (cm)	3	3	3	3
e (cm)	20	20	20	20
$M (KN .m)$	-1833.74	-1311,23	361.16	-300.24
$N (KN)$	-2826.28	-1216.57	-1048.10	-772.30
$V(KN)$	595.43	625.46	447.12	233.84
$\tau_U (M Pa)$	1.48	1.55	1.106	0.57
$A_v cal / face (cm^2)$	45.05	25.06	17.33	13.40
$A_v min / face (cm^2)$	9	9	9	9
$A_v adopté / face (cm^2)$	47.10	26.86	19	14.57
$N^{barres} / face$	15T20	8T12+7T14	5T14 +10T12	8T14 +7T10
$S_t (cm)$	20	20	20	20
$A_h cal / face (cm^2/ml)$	3.51	2.09	1.48	1.14
$A_h min / face (cm^2/ml)$	3	3	3	3
$A_h adopté / face (cm^2/ml)$	4.52	3.16	3.16	4.52
$N^{barres} face (cm^2/ml)$	4T12	4T10	4T10	4T10
$S_t (cm)$	20	20	20	20

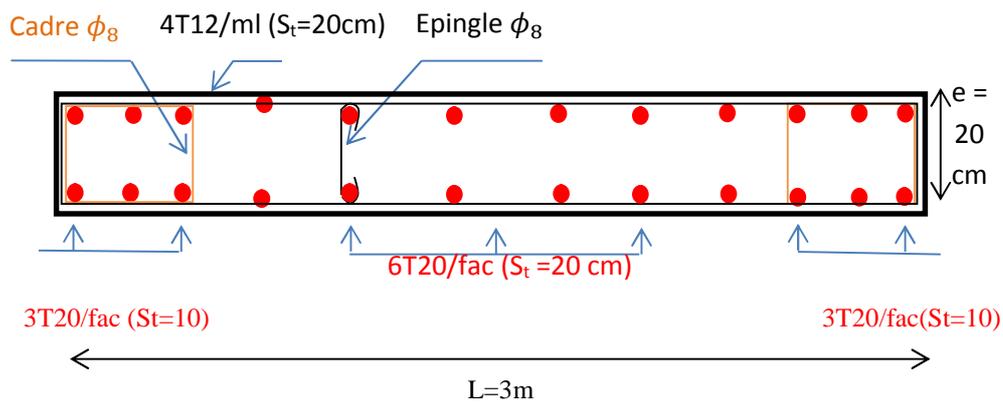
❖ Voile V<sub>2</sub> :Tableau V.18 : Résultats du ferrailage du voile V<sub>2</sub> (y-y)

Niveaux	RD C	1 et 3	4 et 6	7 et 9
L (cm)	3	3	3	3
e (cm)	20	20	20	20
$M$ (KN.m)	759.78	-2014.81	140.56	194.40
$N$ (KN)	-2897.05	290.71	1017.85	753.61
$V$ (KN)	806.89	751.82	339.04	257.5
$\tau_U$ (MPa)	1.48	1.55	1.10	0.57
$A_v$ cal/face (cm <sup>2</sup> )	35.51	20.85	14.48	11.85
$A_v$ min/face (cm <sup>2</sup> )	9.6	9.6	9.6	9.6
$A_v$ adopté/face (cm <sup>2</sup> )	37.68	21.30	16.02	11.86
$N^{barres}$ /face	12T20	6T16 + 6T14	6T14+ 6HA12	7T12 + 6T10
$S_t$ (cm)	25	25	25	25
$A_h$ cal/face (cm <sup>2</sup> /ml)	2.77	1.62	1.13	0.92
$A_h$ min/face (cm <sup>2</sup> /ml)	3	3	3	3
$A_h$ adopté/face (cm <sup>2</sup> /ml)	3.16	3.16	3.16	3.16
$N^{barres}$ face (cm <sup>2</sup> /ml)	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

### V.3.3. Exemples de schémas de ferrailage



**Figure V.7 :** Schéma de ferrailage du voile  $V_1$  des niveaux RDC



**Figure V.8 :** Schéma de ferrailage du voile  $V_1$  des niveaux RDC

**Conclusion :**

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc, être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferraillements des différents éléments principaux, il a été tenu compte des ferraillements obtenus par le logiciel de calcul (**SAP2000 V.14**) et l'application (**SOCOTEC**) ainsi que le ferraillement minimum édicté par le **RPA 99/ 2003**.

Il est noté que le ferraillement minimum du **RPA** est souvent plus important que celui obtenu par les deux codes de calcul utilisé. Les ferraillements adoptés respectent les recommandations du **RPA et le BAEL**.

## Introduction :

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation se fait en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques ou mécaniques des sols.

Les questions abordées dans ce chapitre concernent la détermination des dimensions et le ferrailage des éléments de fondations en tant qu'éléments en béton armé.

Dans le cas le plus général, un élément de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale) :

- Un effort normal.
- Une force horizontale, résultant par exemple de l'action d'un séisme.
- Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

## VI.1.Choix du type de fondation :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol d'assise.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ Les charges transmises au sol.
- ✓ La profondeur du bon sol.

D'après le rapport du sol, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (filante ou radier) à au moins 4 m de profondeur après terrassements des remblais et de prendre une contrainte admissible  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$ .

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes:

- ✓  $G + Q \pm E$
- ✓  $0.8G \pm E$       **RPA99/V2003 (Art.10.1.4.1)**

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \text{ , avec : } N : \text{ Poids total de l'ouvrage en fonctionnement.}$$

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : La capacité portante du sol.

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas ; on passe au radier général.

### VI.1.1. Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base ( $a \times a$ ) d'où les semelles sont carrées ( $A \times A$ ).

La vérification à faire :  $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

**N.B :** Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

$N_{sup}$  : Effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison ELU ; obtenu par le SAP2000 V15.

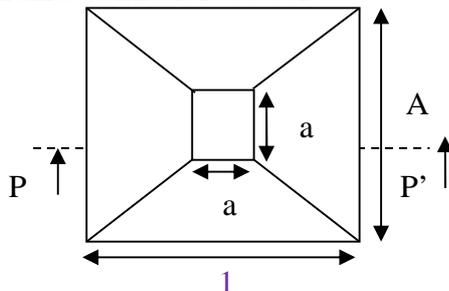
$N_{inf}$  : Le poids estimé de la semelle.

$$N_{inf} = 25 \times 0.45 \times 1.5 \times 1.5 = 25.31 \text{ KN}$$

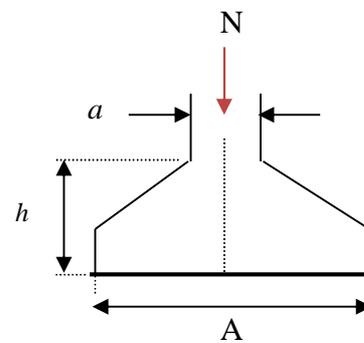
$$N = N_{sup} + N_{inf} = 5064.299 + 25.31 = 5089.609 \text{ KN.}$$

$S$  : La surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.



**Figure VI.1 :** Vue en plan de la semelle.



**Figure VI.2 :** Coupe P-P'.

Choisissant deux poteaux de section (80\*80) dans la structure où la distance entre eux est de 2 m dans le sens (y-y)

$$A \geq \sqrt{\frac{a \cdot N}{a \cdot \sigma_{sol}}}, \text{ avec } \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{0.8 \cdot 5089.6}{0.8 \cdot 200}} = 5.04 \text{ m}$$

On remarque que les semelles isolées sous poteaux sont très rapprochées dans le sens (x-x) la distance entre eux est de 4.3 m, et le chevauchement entre elles dans le sens (y-y). donc ce choix ne convient pas. Ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes

### VI.1.2. Vérification des semelles filantes :

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique de 9 poteaux.

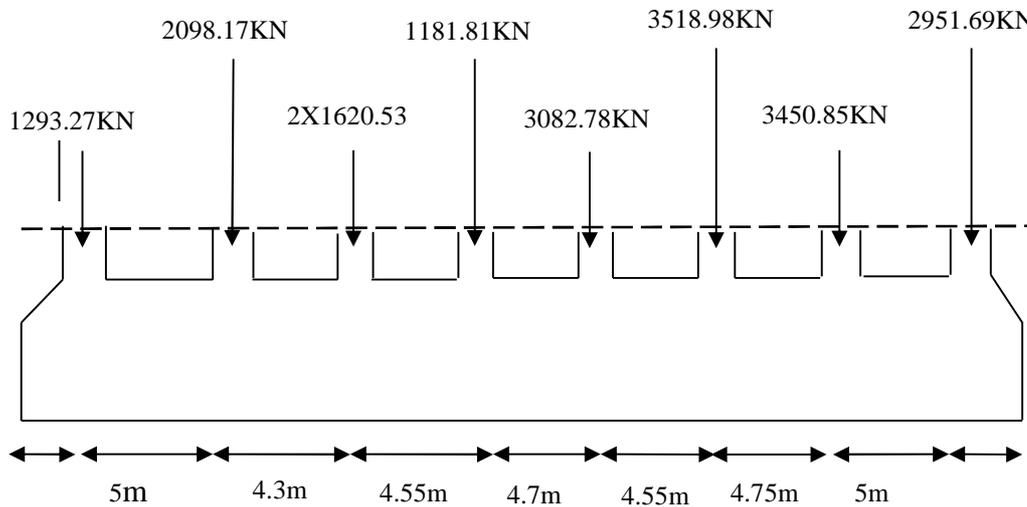


Figure VI. 3. Semelle filante

Avec :

$N_i$  : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$N_1 = 1293.27 \text{ KN}$ ,  $N_2 = 2098.17 \text{ KN}$ ,  $N_3 = 1620.53 \text{ KN}$ ,  $N_4 = 1620.53 \text{ KN}$

$N_5 = 1181.81 \text{ KN}$ ,  $N_6 = 3082.78 \text{ KN}$ ,  $N_7 = 3518.98 \text{ KN}$ ,  $N_8 = 3450.85 \text{ KN}$ ,  $N_9 = 2951.69 \text{ KN}$ .

$$N = \sum N_i = 20818.61 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{20818.61}{200 * 33.6} = 3.52 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles.

Donc on doit passer à un radier général.

## VI.2. Radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisit selon ces trois principales caractéristiques :

- un mauvais sol.
- les charges transmises au sol sont importantes.
- les poteaux rapprochés (petite trames).

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution

### VI.2.1. Pré dimensionnement :

#### A. La condition de coffrage :

$$\checkmark \text{ Nervure: } h_t \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{500}{10} = 50\text{cm} \Rightarrow h_t = 50\text{cm} \dots\dots(a)$$

$$\checkmark \text{ Dalle: } h_r \geq \frac{l_{\max}}{20} = \frac{500}{20} = 25\text{cm} \Rightarrow h_r = 35\text{cm}.$$

- $L_{\max} = 4.75$  m: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.
- $h_t$  : hauteur de la nervure.
- $h_r$  : hauteur du radier.

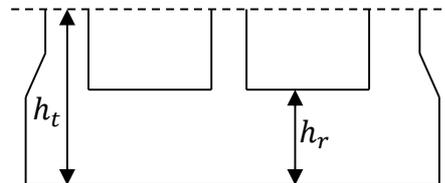


Figure VI.4: Dimensions du radier.

#### B. La condition de rigidité :

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{\max}$$

- $L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

- $E$  : Module d'élasticité du béton,  $E = 3.2 \times 10^7$  KN/m<sup>2</sup>.
- $I$  : Inertie de la section du radier.

- K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen  $K= 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$
- b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

On a :  $I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} \Rightarrow h \geq 0.72 \text{ m} \dots\dots\dots(b)$

A partir des deux conditions (a) et (b) on prend :

- ✓ La hauteur de la nervure  $h_t = 90 \text{ cm}$ .
- ✓ La hauteur du radier  $h_r = 35 \text{ cm}$ .

**C. Calcul du Poids :**

- $N_{ser}$  : l'effort de service de la superstructure.  $N_{ser} = 62016.422 \text{ KN}$
- $P_{radier} = 0.35 \times 719.45 \times 25 = 6295.24 \text{ KN}$   
Poids du nervures sens yy :  $(90/80) = 0,55 \times 0,8 \times 20.3 \times 25 \times 9 = 2009.7 \text{ KN}$
- Poids du nervures sens xx :  $(90/80) = 0,55 \times 0,8 \times 33.6 \times 25 \times 4 = 1478.4 \text{ KN}$

$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 310.08 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment  $S_{bât} = 719.45 \text{ m}^2$

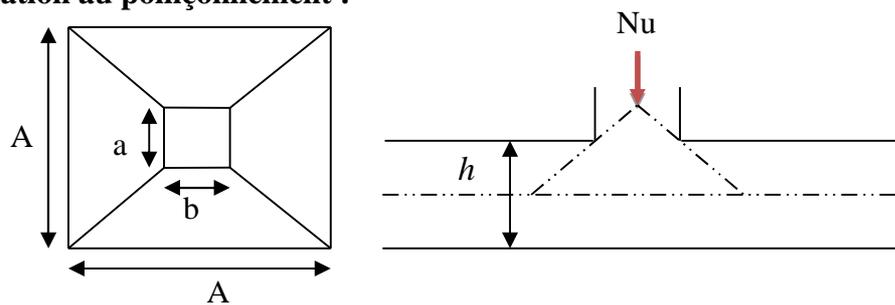
On opte pour une surface :

**S radier = 719.45 m<sup>2</sup>**

Donc on prend  $S_{radier} = 719.45 \text{ m}^2$

**VI.2.2. Les Vérifications nécessaires :**

**✚ Vérification au poinçonnement :**



**Figure VI.5:** Présentation de zone d'impact de la charge compactée

Il faut vérifier que :  $N_U \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  **BAEL91 (Art A.5.2 ,42)**

- $N_U$  : L'effort normal sur le poteau.
- $U_c$  : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases}; \text{ On } a=b \Rightarrow A=B=0.9+0.8=1.7\text{m}$$

On trouve  $U_c = 6.8 \text{ m}$

$$N_u = 5064.299 < 0.045 \times 6.8 \times 0.9 \times \frac{25}{1.15} = 5986.95 \text{ KN} \text{ (La condition est vérifiée).}$$

$\Rightarrow$  Pas risque au poinçonnement.

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{CBA 93 (A.5.1.2.1.1).}$$

On considère une bande de  $b = 1 \text{ m}$ , de longueur  $d = 0.9 * h_t = 0.81 \text{ m}$ .

$$V_U = \frac{N_U * L_{\max}}{2 * S} = \frac{85233.415 * 5}{2 * 719.45} = 296.17 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{296.17 * 10^{-3}}{1 * 0.81} = 0.365 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$\Rightarrow$  Pas risque de rupture par cisaillement.

- **Vérification des contraintes dans le sol :DTR BC 2.33.1 (Art : 3.541 (a)).**

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\text{Il faut vérifier que : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{\text{sol}} \text{ Avec } \sigma_{(\text{max,min})} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \times (X_G, Y_G)$$

N: L'effort normal dû aux charges verticales.

$M_y, M_x$ : Moments sismiques à la base tiré du logiciel sap2000, avec la combinaison G+Q+E.

A partir du programme **SOCOTEC** (calcul des formes) on trouve :

$$\begin{cases} X_G = 14.9 \text{ m}; I_{xx} = 20886.37 \text{ m}^4 \\ Y_G = 21.04 \text{ m}; I_{yy} = 17719.59 \text{ m}^4 \\ S = 719.45 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$N = 71799.78 + 25 * 0.35 * 719.45 = 78094.94 \text{ KN}$$

$$\sqrt{\text{ Dans le sens x-x : } N = 78094.94 \text{ KN}; M_y = 84049,787 \text{ KN.m}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_Y}{I_Y} * Y_G = \frac{7809494}{211.36} + \frac{84049787 * 21.04}{1771959} = 0.209MPa \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 2MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_Y}{I_Y} * Y_G = 0.009MPa \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 2MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{Sol} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.160MPa \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 2MPa$$

⇒ La contrainte est vérifiée dans le sens xx.

√ **Dans le sens y-y :**  $N = 78094.94 \text{ KN}$  ;  $M_X = 43973.88 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_X}{I_X} * X_G = \frac{7809594}{719.45} + \frac{4397388 * 14.9}{2088636} = 0.140MPa \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 2MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_X}{I_X} * X_G = 0.077MPa \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 2MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{Sol} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.147MPa \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 2MPa$$

⇒ la contrainte est vérifiée dans le sens yy.

- **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon (**Article 10.1.5**) du **RPA99/2003**, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement:

$$\text{On doit vérifier que : } e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

√ **Dans le sens x-x :**

$$e = \frac{43973.88}{78094.94} = 0.56m \langle \frac{32.89}{4} = 8.22m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

√ **Dans le sens y-y :**

$$e = \frac{84049.97}{78094.94} = 1.08m \langle \frac{19.5}{4} = 4.875m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas risque au renversement dans les deux sens.

- **Vérification de la poussé hydrostatique :**

On fait cette vérification pour éviter le renversement de la structure sous l'effet de la poussée hydrostatique de la nappe d'eau, pour cela il faut s'assurer que :

$$N \geq F_s * H * S_{rad} * \gamma_w$$

**Avec :**

$$N = 78094.94 \text{ KN}$$

$$H = 4 \text{ m, (la hauteur de la partie encrée du bâtiment).}$$

$$F_s = 1.5 \text{ (coefficient de sécurité).}$$

$$S_{rad} = 719.45 \text{ m}^2 \text{ (surface du radier).}$$

$$\gamma_w = 10 \text{ KN / m}^3 \text{ (poids volumique de l'eau).}$$

$$\text{On trouve : } N = 78094.94 \text{ KN} \geq 1.5 * 5.23 * 211.36 * 10 = 43167 \text{ KN.}$$

La condition est vérifiée.

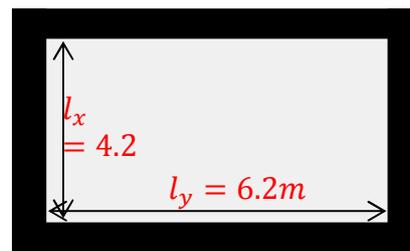
⇒ Le bâtiment est stable vis-à-vis l'arrivée de l'eau.

### VI.2.3.Ferraillage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferraillage pour tout le radier.

Soit :  $G_0$  le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.35 = 8.75 \text{ KN / m}^2.$$



**Figure VI.6 : Panneau de dalle**

### VI.2.4.Calcul des sollicitations :

- $q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{85233.416}{719.45} + 1.35 * 8.75 = 131.55 \text{ KN/m}^2$

- $q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow q_s = \frac{62016.42}{719.45} + 8.75 = 95.75 \text{ KN/m}^2$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,67 > 0,4 \Rightarrow \text{Alors, la dalle travaille dans les deux sens}$$

• **L'ELU :**

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\mu_x, \mu_y ? \begin{cases} \rho = 0.67 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0723. \\ \mu_y = 0.3895 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0723 * 131.55 * 4.2^2 = 167.77 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 65.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{➤ En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 127.27 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 55.54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{➤ En appui : } M_a^x = M_a^y = 0.4 M_0^x = -67.1 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section :  $b \times h_r = (1 \times 0.35) \text{m}^2$ .

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.1 :** Résumé des résultats du ferrailage du radier.

		$M \text{ (KN.m)}$	$A_{calculée} \text{ (cm}^2/\text{ml)}$	$A_{choisie} \text{ (cm}^2/\text{ml)}$	$S_t \text{ (cm)}$
En travée	Sens x-x	127.27	12	8HA14=12.32	15
	Sens y-y	55.54	5.08	5HA12=5.65	20
En appuis		-67.1	6.17	7HA12=7.91	15

**Nota :** On prend le même ferrailage pour tous les panneaux.

• **Vérification de condition de non fragilité**

$$\checkmark \text{ En travée : } \begin{cases} e \geq 12 \text{ cm} \\ \rho = 0,67 \end{cases} \begin{cases} \text{Acier HA FeE400} \\ \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 \end{cases}$$

$$\text{▪ Sens xx: } A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b * h_r = 3.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^x = 12 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 3.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{▪ Sens yy: } A_{min} = \rho_0 * b * h_r = 2.8 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^y = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 2.8 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ En appuis :

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Rightarrow A_a = 6.17 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 3.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} V_u^x &= \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 240.72 \text{ KN} \\ V_u^y &= \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 74.83 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{max} = 284.55 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{240.72 \times 10^{-3}}{1 \times 0.32} \Rightarrow \tau_u = 0.752 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

⇒ Pas risque de cisaillement suivant les deux sens.

✓ **L'ELS :**

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_s l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\mu_x, \mu_y ? \begin{cases} \rho = 0.67 \\ \nu = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0780. \\ \mu_y = 0.5469 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0780 * 95.75 * 4.2^2 = 131.74 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 72.05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ En travée :  $\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 111.97 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 61.24 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ En appui :  $M_a^x = M_a^y = -0.4 M_0^x = -44.78 \text{ KN.m}$

✚ **Vérification des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓  $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$  (contrainte admissible du béton).

✓  $\bar{\sigma}_s$  : (contrainte admissible de l'acier)

✓ F.N :  $\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,64 \text{ MPa}$ , avec  $\eta = 1,6$  acier HA

- ✓  $M_{ser}$  : moment max à l'ELS.
- ✓  $y$  : position de l'axe neutre.
- ✓  $I$  : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2.$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y".}$$

**Tableau VI.2 :** Vérification des contraintes de radier.

Sens	Moments (KN.m)	Adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)	y (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	Observation	$\sigma_s$ (Mpa)	Observation
x-x	$M_t^x = 127.27$	12.32	0.09 1	96942	10.5	vérifié	396.74	N vérifié
y-y	$M_t^y = 55.54$	5.65	0,06 5	55114	7.22		425	
Appuis	$M_a = -67.1$	7.91	0.07 6	70651	4.75		229.18	

**Remarque :** On remarque que la condition  $\sigma_s > \bar{\sigma}_s$  n'est pas vérifiée. Donc il faut

Re ferrailer on utilisant cette formule :  $A = M_{ser} / (\sigma_s^- (st * d * (1 - \alpha / 3)))$

$$\text{Avec : } \alpha = \sqrt{90 * \beta * \left(\frac{1}{3 - \alpha}\right)} \text{ et } \beta = \frac{M_{ser}}{b * d^2 * \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\beta = \frac{111.97 * 10^{-3}}{1 * 0.33^2 * 240} = 4.2 * 10^{-3}$$

$$\alpha = \sqrt{0.46 * \left(\frac{1 - \alpha}{1 - \alpha}\right)}$$

$$\alpha = 0.70 \rightarrow \alpha = 0.72 \rightarrow \alpha = 0.75$$

$$A = \frac{111.97 * 10^{-3}}{240 * 0.33 * (1 - \frac{0.75}{3})} \rightarrow A = 18.85 \text{ cm}^2$$

On choisit 6T20 = 18.85 cm<sup>2</sup> avec un espacement st=15cm

On augmente les sections d'aciers dans le sens y-y au niveau de la travée et en appui de la même méthode ci-dessus. On résume la vérification des contraintes dans le tableau suivant :

**Tableau VI.3 :** Recalcul des sections d'armatures à l'ELS

Sens	Moments (KN.m)	$A_{calc}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{choisie}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$S_t$ (cm)
x-x	$M_t^x = 111.97$	18.34	6HA20=18.85	15
y-y	$M_t^y = 61.24$	13.85	7HA16=14.07	15
appui	$M_a = -44.24$	8.33	6HA14=9.24	15

**Tableau VI.4 :** vérifications des contraintes de radier.

Sens	Moments (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	y (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	Observation	$\sigma_s$ (Mpa)	Observation
x-x	$M_t^x = 111.97$	21.98	4.4	251159	1.96	Vérifié	184,56	Vérifié
y-y	$M_t^y = 62.24$	14.07	9.70	104996	5.65		195.1	
Appuis	$M_a = -44.24$	9.24	8.13	78988	4.55		200.53	

↳ Toutes les contraintes sont vérifiées.

- **Espacement des armatures :**

√ Sens x-x:  $S_t \leq \min[3h_r, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

√ Sens y-y:  $S_t \leq \min[4h_r, 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

### VI.2.5. Schéma de ferrailage de radier :

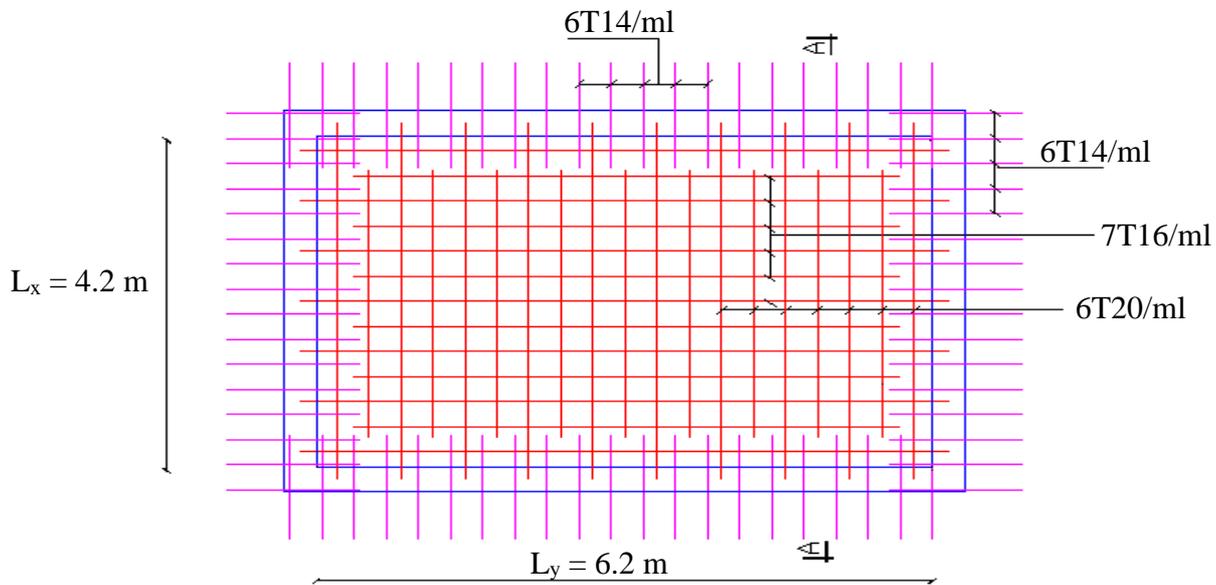


Figure VI.7: Schéma de ferrailage du radier

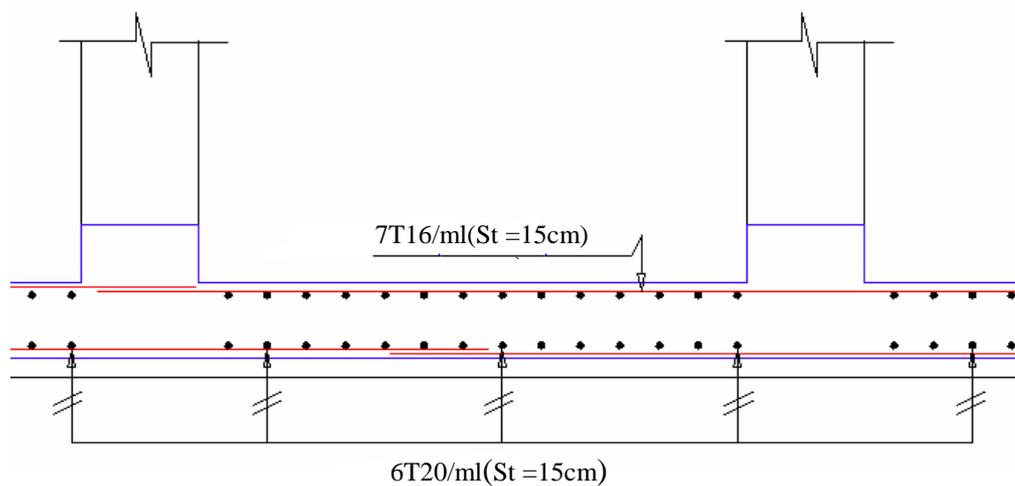


Figure VI.8 : Coupe A-A du radier

### VI.3. Etude des nervures :

Les nervures sont des poutres de section en T, noyées dans le radier. Elles sont calculées à la flexion simple.

#### VI.3.1. Dimensionnement de la nervure :

$$h_t = 0.9\text{m}, h_r = 0.35\text{m}, b_0 = 0.8\text{m}, d = 0.87\text{m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{620}{10}; \frac{420}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(62; 210)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 60\text{cm}$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 200\text{cm}$$

Le rapport  $\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$  pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, on prenant le cas le plus défavorable.

Pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- ✓  $P_m$  : charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réelle.
- ✓  $P_v$  : charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale

$$P_m = \frac{q}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) L_{xd} \right]$$

$$P_v = \frac{q}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) L_{xd} \right]$$

Charge triangulaire

$$P'_m = P'_v = \frac{q}{2} \cdot \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$$

Remarque : si la nervure est soumise à un chargement triangulaire à deux coté

Avec :

$$\checkmark \quad \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}, \quad \rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$$

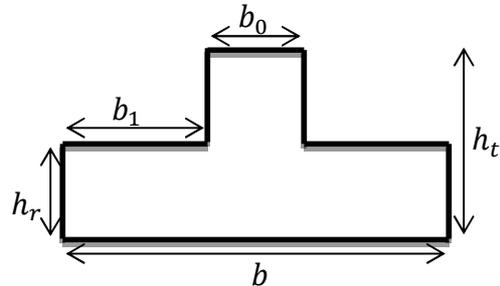


Figure VI.9 : Section de la nervure à ferrailer

### VI.3.2. Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations, on utilise la méthode de « Caquot » :

#### ❖ Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec : Les longueurs fictives :  $l' = \begin{cases} l, & \text{pour une travée de rive} \\ 0.8l, & \text{pour une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :  $M_a = -0.15 \times M_0$ , avec :  $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

#### ❖ Moments en travée :

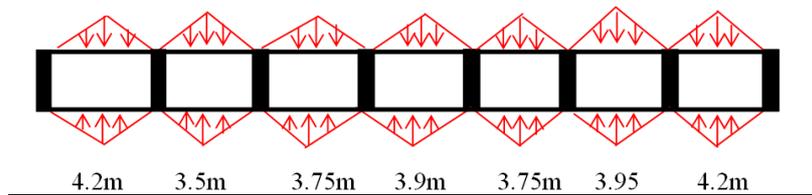
$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$M_g$  et  $M_d$  : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

#### Sens X-X :



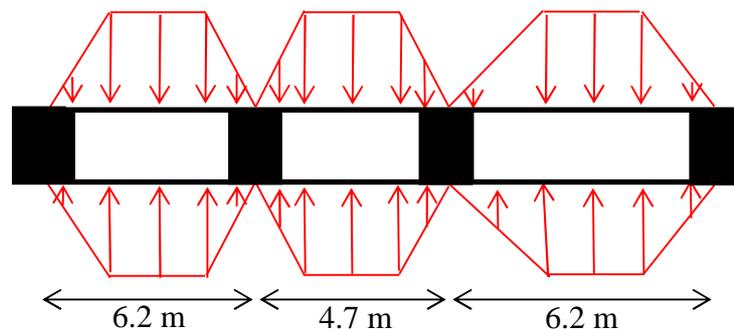
On a :  $q_u = 131.55 \text{ KN/m}^2$

Travée	l (m)	l' (m)	P <sub>m</sub> (KN/m)	M <sub>a</sub> (KN.m)		X (m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
				M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>		
A-B	4,2	4,2	513,97	-43,51	-829,61	1,74	730,83
B-C	3,5	2,8	513,97	-829,61	-510,35	1,93	125,14
C-D	3,75	3	513,97	-510,35	-566,85	1,85	365,09
D-E	3,9	3,12	513,97	-566,85	-566,85	1,95	410,35

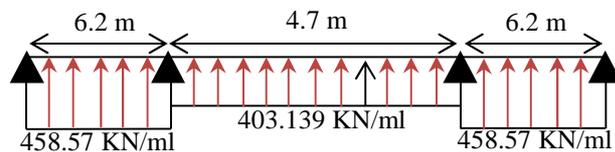
E-F	3,75	3	513,97	-566,85	-574,78	1,87	332,66
F-G	3,95	3,16	513,97	-574,78	-867,93	1,83	286,41
G-I	4,2	4,2	513,97	-867,93	-43,51	2,48	715,08

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	730.83	-867.93
Effort tranchant (KN)	1246.63	

**Sens Y-Y**



❖ Schéma équivalent



On a :  $q_u = 131.55 \text{ KN/m}^2$

Travée	l (m)	l' (m)	P <sub>m</sub> (KN/m)	M <sub>a</sub> (KN.m)		X (m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
				M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>		
A-B	6,2	6,2	458,57	-330,5	-1544,1	2,67	1307,9
B-C	4,7	3,76	403,139	-1544,1	-1544,1	2,35	430,9
C-D	6,2	6,2	458,57	-1544,1	-330,5	3,53	1307,9

Tableau VI.8 : Sollicitations maximales(sens Y-Y)		
Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	1307,9	-1544.1
Effort tranchant (KN)	1118.20	

### VI.3.3. Ferrailage :

Tableau VI.9 : Tableau De ferrailage des nervures					
Localisation		M (K N.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix (cm <sup>2</sup> / ml)
Sens	Travée	730.83	25.93	8.2	12T20 = 37.68
X-X	Appui	-867.93	31.10	8.2	12T20 = 37.68
Sens	Travée	1307.9	48.71	8.2	12T25 =58.92
Y-Y	Appui	-1544.1	58.37	8.2	12T25 = 58.92

#### ❖ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 1.60 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min[0.13f_{c28}, 4\text{MPa}] = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

#### ❖ Vérification des contraintes à els :

On a :  $q_s = 95.75 \text{ KN/m}^2$ .

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{cases}$$

**Tableau VI.10.** Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens		M (KN.m)	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	observation
<b>X-X</b>	<b>travée</b>	531.94	26.2	1956404	8.26	15	248.8	201.63	N vérifié
	<b>appui</b>	631.73	26.2	1819903	9.8	15	295.22	201.63	N vérifié
<b>Y-Y</b>	<b>travée</b>	932.2	31	2583012	11.18	15	292.32	201.63	N vérifié
	<b>appui</b>	1099.6	31	2583012	13.19	15	344.82	201.63	N vérifié

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section d'armatures et les nouveaux résultats sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.11.** Nouvelles vérification des contraintes.

Sens		A (cm <sup>2</sup> )	Choix	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	observation
<b>X-X</b>	<b>travée</b>	43.96	14HA20	4.16	189.27	vérifié
	<b>appui</b>	56.35	7HA25+7HA20	3.86	175	vérifié
<b>Y-Y</b>	<b>travée</b>	112.56	14HA32	5.7	60.89	vérifié
	<b>appui</b>	146.93	14HA32+7HA25	9.39	163.05	vérifié

❖ **Les armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{h_t}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{max} \right] = 25 \text{ mm}, \text{ Alors, } \phi_t = 10 \text{ mm}.$$

❖ **Espacements des aciers transversaux :**

Pour les armatures transversales, on a :

$$A_t = 3 \text{ Cadres } \phi_{10} = 6 \phi_{10} = 4.74 \text{ cm}^2.$$

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t1} \leq 60 \text{ cm} \quad S_{t3} \leq \frac{0.9 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \quad S_{t3} \leq 19.12 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 d, 40 \text{ cm}) = 78.3 \text{ cm} \text{ Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

❖ Schémas de ferrailages :

Tableau VI.12 : Schémas de ferrailages des nervures	
Sens X-X	
Travée	Appui
<p>14T20</p> <p>3 Cadres <math>\phi_{10}</math></p> <p>1epn<math>\phi_{10}</math></p> <p>7T20</p>	<p>7T20</p> <p>1ep<math>\phi_{10}</math></p> <p>3cadres <math>\phi_{10}</math></p> <p>7T25+7T20</p>

Sens Y-Y	
Travée	Appui
<p>14T32</p> <p>4 Cadres <math>\phi_{10}</math></p> <p>1ep <math>\phi_{10}</math></p> <p>7T32</p>	<p>6T25</p> <p>1ep<math>\phi_{10}</math></p> <p>4cadres <math>\phi_{10}</math></p> <p>14T32+7T25</p>

## VI.4 Voiles périphériques :

Les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de terrain naturel (Entre sol et sous-sol). Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées des terres.

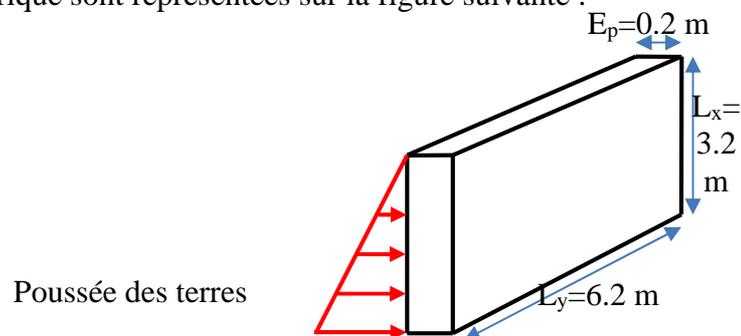
Il doit remplir les exigences suivantes :

- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante.
- ✓ Épaisseur minimale  $E_p \geq 15$  cm .
- ✓ **D'**après le rapport de sol .....(\*)

### VI.4.1 Dimensions de voile périphérique :

Les dimensions du voile périphérique sont représentées sur la figure suivante :

On prend,  $E_p = 20$  cm



**Figure VI.10** : Dimensions de voile périphérique.

### VI.4.2 Caractéristiques du sol :

- ✓ Poids spécifique :  $\gamma = 21 \text{ KN/m}^3$ .
- ✓ Angle de frottement :  $\varphi = 22$
- ✓ Cohésion :  $C = 12 \text{ KN/m}^2$ .

### VI.4.3 Méthode de calcul :

Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de panneaux dalles, encastrés en chaque côté. Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

### VI.4.4 Sollicitations :

#### A. Poussée des terres :

$$P_1 = \gamma \times h \times tg^2 \left( \frac{\pi - \phi}{4} \right) - 2 \times C \times tg \left( \frac{\pi - \phi}{4} \right)$$

$$P_1 = 15.05 \text{ KN/m}^2.$$

#### B. Charge due à la surcharge :

Au vu du plan de masse annexé au plan de notre structure, il existe un terrain qui peut être exploitable dans le futur. Pour tenir compte d'éventuelles charges que ça peut engendrer ; on prévoit le calcul de notre voile périphérique en tenant compte d'une surcharges  $Q=10\text{KN/m}^2$ .

$$P_2 = Q \times tg^2 \left( \frac{\pi - \phi}{4} \right) = 10 \times tg^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{22}{2} \right) = 4.54 \text{ KN/m}^2.$$

### VI.4.5. Ferrailage de voile périphérique :

#### ❖ Calcul à l'ELU :

$$P_u = 1.35 \times P_1 + 1.5 \times P_2 = 27.12 \text{ KN/m}^2.$$

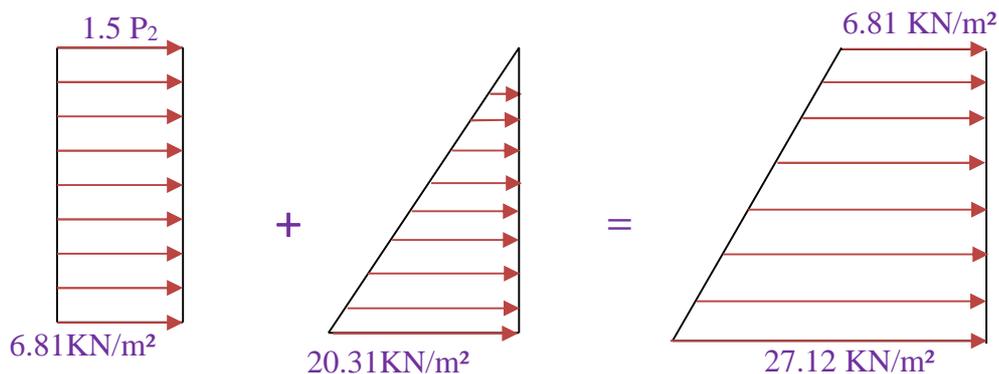


Figure VI.11: Diagrammes des contraintes.

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$\begin{cases} L_x = 3.2 \text{ m} \\ L_y = 7 \text{ m} \\ E_p = 20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\min}(h = 0\text{m}) = 1.5 * P_2 = 6.81 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\max}(h = 3.2 \text{ m}) = 1.35 * P_1 + 1.5 * P_2 = 27.12 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 22.04 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.46 \Rightarrow$  Le panneau travaille dans les deux sens.

▪ **ELU** : ( $v = 0$ )

$$\rho = 0.46 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1022 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

Sens	Désignation	$q_u = 27.12 \text{ KN/m}^2$	
		Travées	Appuis
X-X	$M_0$ (KN.m)	28.38	28.38
	M (KN.m)	24.12	14.19
	$A_{\text{calculée}}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	5.31	2.60
	$A_{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	1.93	1.93
	$A_{\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	6HA12 = 6.78	4HA12 = 4.52
Y-Y	$M_0$ (KN.m)	7.09	7.09
	M (KN.m)	6.031	3.546
	$A_{\text{calculée}}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	1.93	1.93
	$A_{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	1.93	1.93
	$A_{\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	4HA12 = 4.52	4HA12 = 4.52

✓ **Vérification au cisaillement:**

On doit vérifier :

$$V_u = \frac{q_u * L_x}{2} * \frac{1}{1 + \left(\frac{\rho}{2}\right)} = 35.27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.22 < \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 4\text{MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

Commentaire : Pas risque de cisaillement par effort tranchant.

❖ **Vérfications à l'ELS**

$$\begin{cases} L_x = 3.2 \text{ m} \\ L_y = 7 \text{ m} \\ E_p = 20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\min}(h = 0 \text{ m}) = P_2 = 4.54 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\max}(h = 3.2 \text{ m}) = P_1 + P_2 = 19.59 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 15.82 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- **ELS** : ( $\nu = 0.2$ )

$$\rho = 0.46 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1051 \\ \mu_y = 0.3319 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 M_{\text{ser}}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}, FN \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		$M_{\text{ser}}$ (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	Y (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Observation
Sens x-x	En travée	17.918	6.16	0.046	15252.837	5,4	200,78	Vérifiée
	En appuis	10.54	4.52	0.04	11896.53	3.54	159.17	Vérifiée
Sens y-y	En travée	5.94	4.52	0.04	11896.53	1.99	87.89	Vérifiée
	En appuis	3.50	4.52	0.04	11896.53	1.17	52.88	Vérifiée

❖ **Espacement des armatures**

Conformément au RPA 99/2003, l'espacement doit vérifier la condition suivante:

- ✓ Sens X-X:  $S_t \leq \min(3E_p, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ . Alors,  $S_t = 25 \text{ cm}$ .
- ✓ Sens Y-Y:  $S_t \leq \min(4E_p, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ . Alors,  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

❖ Schémas de ferrillages:

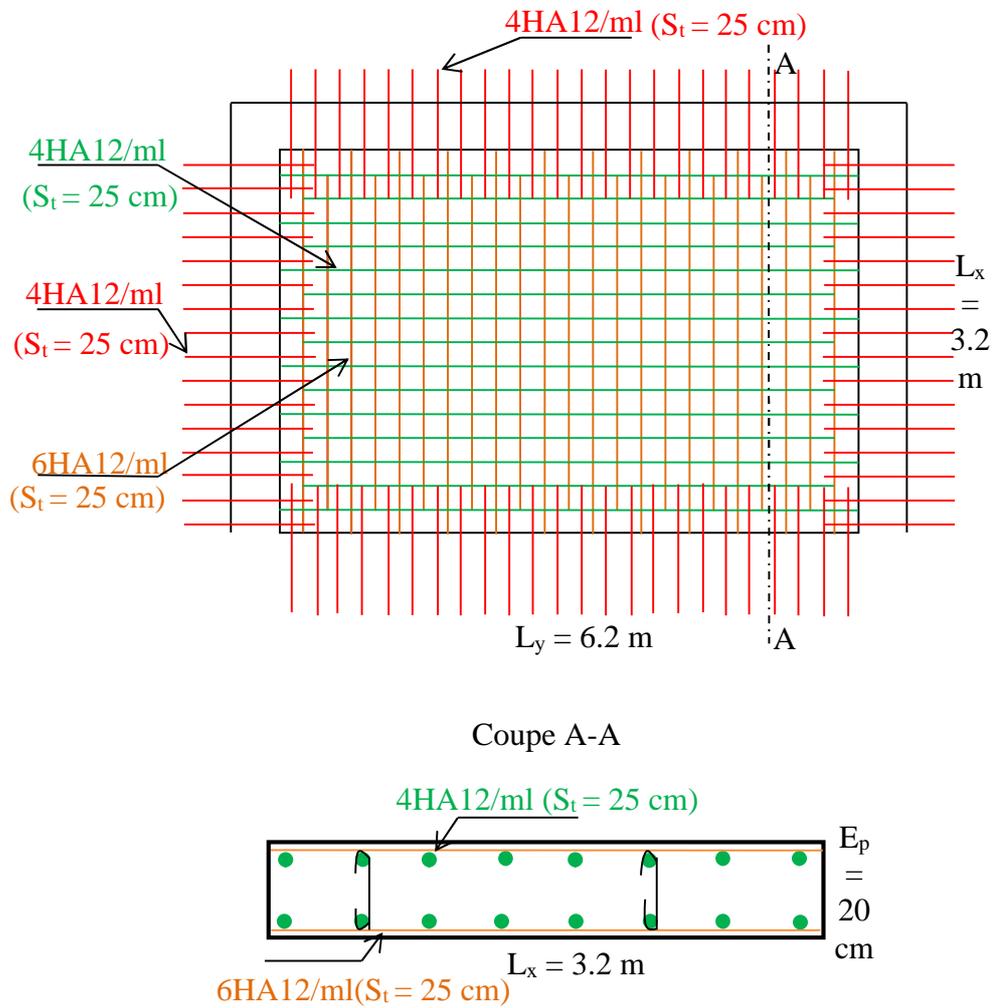


Figure VI.12: Schéma du ferrillage du voile périphérique

**Conclusion:**

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Le voile est calculé et ferrillé comme un plancher encasté au niveau du radier.

## CONCLUSION GENERALE

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- La bonne disposition des voiles, dépend de plusieurs facteurs notamment ; les contraintes architecturales.
- La modélisation en tenant compte des éléments secondaires fait que la rigidité de la structure modélisée n'est pas sous-estimée.
- La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- Les sections des poteaux choisies au chapitre pré- dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier l'interaction voiles portiques.
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-delta).
- Afin d'éviter la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux avant les poutres, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
  - Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Outre la résistance, est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.



**Figure I.1:** Diagramme contraintes déformations  $\sigma = f_c \cdot \epsilon$ .

**Figure I.2:** Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression-flexion).

**Figure I.3:** diagrammes des contraintes du béton à l'ELS

**Figure I.4:** Diagramme contraintes déformations.

**Figure II.1.** Disposition des poutrelles

**Figure II.2.** Plancher corps creux

**Figure II.3:** panneau D2

**Figure II.4:** panneau D2

**Figure II.3:** panneau D2

**Figure II .6 .** escalier à 3 volées

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

**Figure III.1:** Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

**Figure III.2 :** Dalle sur 3 appuis (D3)

**Figure III. 3.** schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

**Figure III.4 :** Dalle sur 4 appuis (D2)

**Figure III. 5.** schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis

**Figure III.6.** Dalle sur 2 appuis

**Figure III.7.** Schéma statique de la console

**Figure III.8.** schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 2 appuis

**Figure III.9.** schéma de ferrailage de la volée (II)

**Figure III.10.** schéma de ferrailage des volées (I) et (III)

**Figure III.11 :** Section considérée dans le calcul de torsion

**Figure III.12.** Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

**Figure III.13 :** Acrotère

**Figure III.14:** Schéma de ferrailage de l'acrotère.

**Figure III.15 :** Les dimensions de l'ascenseur

---

---

**Figure III.15 :** Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur

**Figure III.16:** Coupe A-A détail de ferrailage.

**Figure III.17 :** Schémas représentant la surface d'impact.

**Figure III.18:** Calcul de Périmètre au niveau de la feuille moyenne

**Figure III.19:** Schéma de ferrailage de la dalle au-dessus de l'ascenseur

**Figure III.20:** Coupe A-A détails de ferrailage.

**Figure IV.1.** Disposition des voiles

**Figure IV.2 :** premier mode de déformation (translation suivant y)( $T=0.7837$  sec)

**Figure IV.3:** deuxième mode de déformation (translation suivant x)( $T=0.7717$  sec)

**Figure IV.4 :** troisième mode de déformation (rotation suivant z) ( $T=0.5890$ ) sec

**Figure IV.5.** Spectre de reponse

**Figure. V.1 :** Zone nodale.

**Figure V.2 :** Section d'un poteau

**Figure V.3 :** Dispositions des armatures des poteaux

**Figure V.4 :** Dispositions constructives des portiques

**Figure V.5 :** La zone nodale

**Figure V.6 :** Schéma d'un voile pleine

**Figure V.7 :** Schéma de ferrailage du voile  $V_1$  des niveaux RDC

**Figure V.8 :** Schéma de ferrailage du voile  $V_1$  des niveaux RDC

**Figure VI .1 :**Vue en plan de la semelle.

**Figure VI.2 :** Coupe P-P'.

**Figure VI. 3.** Semelle filante

**Figure VI.4:**Dimensions du radier.

**Figure VI.5:** Présentation de zone d'impact de la charge compactée

**Figure VI.6 :** Panneau de dalle

**Figure VI.7:** Schéma de ferrailage du radier

**Figure VI.8 :** Coupe A-A du radier

---

---

## Liste des figures

---

---

**Figure VI.9 :** Section de la nervure à ferrailer

**Figure VI.10 :** Dimensions de voile périphérique.

**Figure VI.11:** Diagrammes des contraintes.

**Figure VI.12:** Schéma du ferrailage du voile périphérique

---

---

## Liste des tableaux

---

---

**Tableau II.1** : évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des planchers.

**Tableau II.2** : évaluation de la charge permanente des murs extérieurs et intérieurs.

**Tableau II.3** : évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des paliers d'escaliers.

**Tableau II.4** : évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation des volées d'escaliers.

**Tableau II.5** : Charge permanente et surcharge d'exploitation revenant à l'acrotère.

**Tableau II.6**: évaluation de la surcharge << Q >> (Poteau B1).

**Tableau II.7**: descente de charge <<G>> (poteau B1) .

**Tableau II.8**: sections des poteaux des différents niveaux.

**Tableau III.1** : Différents types de poutrelles.

**Tableau III.2** : Chargement sur les poutrelles.

**Tableau III.3** : Sollicitations des poutrelles du plancher étage courant.

**Tableau III.4** : Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage (plancher étage courant).

**Tableau III.5**: calcul des sections de Ferrailage des appuis intermédiaires.

**Tableau III.6**: calcul des sections de Ferrailage des appuis de rive.

**Tableau III.7** : Vérification des contraintes en travée.

**Tableau III.8** : Vérification des contraintes aux appuis de rives.

**Tableau III.9** : Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires.

**Tableau III.10** : Calcul des moments correspondants.

**Tableau III.11** : calcul des contraintes correspondantes.

**Tableau III.12** : coefficient  $\mu$  .

**Tableau III.13** : Calcul des moments d'inerties fictives.

**Tableau III.14** : Vérification de la flèche.

**Tableau III.15** : Schémas de ferrailage des poutrelles.

**Tableau III.16** : calcul des sections de Ferrailage de la travée( $\parallel L_x$ ) (D1).

**Tableau III.17** : calcul des sections de Ferrailage de la travée( $\parallel L_y$ ) (D1).

---

---

**Tableau III.18** : calcul des sections de Ferrailage des appuis de rive (D1).

**Tableau III.19**:calcul des sections de Ferrailage des appuis intermédiaires (D1).

**Tableau III.20** : calcul des sections de Ferrailage de la travée( $\parallel L_x$ ) (D2).

**Tableau III.21** : calcul des sections de Ferrailage de la travée( $\parallel L_y$ ) (D2).

**Tableau III.22** :calcul des sections de Ferrailage des appuis de rive (D2).

**Tableau III.23** : calcul des sections de Ferrailage des appuis intermédiaires (D2).

**Tableau III.24** : vérification des contraintes en travée (D2) ( $\parallel L_x$ ).

**Tableau III.25** : vérification des contraintes en travée (D2) ( $\parallel L_y$ ).

**Tableau III.26** : Vérification des contraintes aux appuis (D2).

**Tableau III.27** : Vérification des contraintes aux appuis (D2).

**Tableau III.28**: Calcul des moments correspondants.

**Tableau III.29**: calcul des contraintes correspondantes.

**Tableau III.30** : coefficient  $\mu$  .

**Tableau III.31** : Calcul des moments d'inerties fictives.

**Tableau III.32**: Vérification de la flèche.

**Tableau III.33** : Calcul des moments correspondants.

**Tableau III.34** : calcul des contraintes correspondantes.

**Tableau III.35** : coefficient  $\mu$  .

**Tableau III.36** : Calcul des moments d'inerties fictives.

**Tableau III.37** : Vérification de la flèche.

**Tableau III.38** :calcul du ferrailage.

**Tableau III.39** : Vérification d'état limite de compression du béton.

**Tableau III.40**: Récapitulation du ferrailage des différentes dalles.

**Tableau III.41** : sollicitation dans l'escalier type(II) .

**Tableau III.42** : Ferrailage de l'escalier type(II) .

**Tableau III.43** : Vérification des contraintes.

**Tableau III.44**: Sollicitations dans l'escalier type(I) et type(III) :

---

---

- Tableau III.45** : ferrailage de l'escalier (Type 1et3).
- Tableau III.46** : Vérification des contraintes en travée.
- Tableau III.47** : Vérification des contraintes aux appuis.
- Tableau III.48** : Calcul des moments correspondants.
- Tableau III.49** : calcul des contraintes correspondantes.
- Tableau III.50** : coefficient  $\mu$ .
- Tableau III.51** : Calcul des moments d'inerties fictives.
- Tableau III.52**: Vérification de la flèche.
- Tableau III.53**:calcul des sections de Ferrailage en travée.
- Tableau III.54** : calcul des sections de Ferrailage aux appuis.
- Tableau III.55** : Section d'armature de calcul en flexion simple et en torsion.
- Tableau III.56** : Section d'armature en travée et aux appuis.
- Tableau III.57**: Vérification des contraintes en travée.
- Tableau III.58** : Vérification des contraintes aux appuis.
- Tableau III.59** : Charges et surcharges.
- Tableau III.60**: Différentes combinaisons à utiliser.
- Tableau III.61**: Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (dalle au-dessous).
- Tableau III.62** : Vérification des contraintes en travée (sens x-x).
- Tableau III.63** : Vérification des contraintes en travée (sens y-y).
- Tableau III.64** : Vérification des contraintes en appuis.
- Tableau III.65** : Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (dalles au-dessus).
- Tableau III.66** : Vérification des contraintes en travée (sens x-x).
- Tableau III.67** : Revérification des contraintes en travée (sens x-x).
- Tableau III.68** : Vérification des contraintes en travée (sens y-y).
- Tableau III.69** : Revérification des contraintes en travée (sens y-y).
- Tableau III.70** : Vérification des contraintes en appuis.
- Tableau IV.1** : Période de vibration et taux de participation des masses modales.
- 
-

**Tableau IV.2** : Interaction sous charges verticales.

**Tableau IV.3** : Interaction sous charges horizontales.

**Tableau IV.4**: Vérification de l'effort tranchant à la base.

**Tableau IV.5**. Vérification de l'effort normale réduit.

**Tableau. IV. 6**: Vérification des déplacements relatifs (sens x-x).

**Tableau. IV. 7**: Vérification des déplacements relatifs (sens y-y).

**Tableau. IV.8**: Vérification des effets P- $\Delta$ (sens x-x).

**Tableau. IV.9**: Vérification des effets P- $\Delta$  (sens y-y).

**Tableau V.1**: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

**Tableau V.2** : Les sollicitations dans les poteaux.

**Tableau V.3** : Sollicitations dans les poteaux.

**Tableau V.4** : Armatures transversales dans les poteaux.

**Tableau V.5** : Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum.

**Tableau V.6** : Vérification des contraintes dans le béton.

**Tableau V.7** : Vérification des sollicitations tangentes.

**Tableau V.8** : Schémas de ferrailage des poteaux.

**Tableau V.9**: Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres principales et secondaires.

**Tableau V.10** : Les armatures longitudinales dans les poutres principales.

**Tableau V.11** : Vérification des contraintes tangentielles.

**Tableau V.12** : Vérification au cisaillement.

**Tableau V.13** : Vérification de la contrainte limite de béton.

**Tableau V.14** : Moments résistant dans les poteaux.

---

---

**Tableau V.15** : Vérification des zones nodales.

**Tableau V.16** : Ferrailages des différentes poutres.

**Tableau V.17** : Résultats du ferrailage du voile  $V_1$  (x-x).

**Tableau V.18** : Résultats du ferrailage du voile  $V_2$  (y-y).

**Tableau VI.1** :Résumé des résultats du ferrailage du radier.

**Tableau VI.2** : Vérification des contraintes de radier.

**Tableau VI.3** : Recalcule des sections d'armatures à l'ELS.

**Tableau VI.4** : vérifications des contraintes de radier.

**Tableau VI.5** : Sollicitations de la nervure principale (sens Y-Y).

**Tableau VI.6** : Sollicitations maximales (sens X-X).

**Tableau VI.7** : Sollicitations de la nervure principale (sens Y-Y).

**Tableau VI.8** : Sollicitations maximales (sens Y-Y).

**Tableau VI.9** : Tableau De ferrailage des nervures.

**Tableau VI.10** : Vérification des contraintes dans les nervures.

**Tableau VI.11** : Schémas de ferrailages des nervures.

**Tableau VI.12** : Sollicitation et ferrailage du voile périphérique.

**Tableau VI.13** : Vérification des contraintes.

---

---

**Introduction  
générale  
Chapitre I :  
Généralités**

# SOMMAIRE

Introduction .....	.1
I.1. ....	.1
présentation de l'ouvrage .....	2
I.2. ....	2
caractéristiques des matériaux .....	..8
I.3. Les actions et sollicitations .....	9
Conclusion.....	
 <b>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments</b>	
Introduction .....	..10
II.1. Poutres .....	10
II.2. Plancher .....	.11
II.3. Voiles .....	.17
II.4. Escaliers .....	.18
II.5. Acrotère .....	.21
II.6. Poteaux .....	..22
Vérifications .....	..26
Conclusion .....	30

### **Chapitre III: Calcul des éléments secondaires**

Introduction .....	31
III .1 planchers à corps creux .....	..31
III.2. Planchers à dalles pleines .....	..49
III.3. Escaliers .....	67
III.4. Poutre brisée.....	...78
III.5. Étude de l'acrotère .....	..81
III.6. Ascenseur .....	88

### **Chapitre IV : Etude dynamique**

Introduction .....	99
IV.1.Méthodes de calcul.....	..99
IV.2 Justification de l'interaction voile-portique .....	106
IV.3. Vérification de la résultante de la force sismique .....	..108
IV.4. Vérification de l'effort normale réduit .....	..109
?V.5.....	..109
ustification vis-à-vis de dénlacement : (Article 4.4.3) RPA 99/V2003.....	111
?V.6.....	111
ustification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ : RPA99/V2003 (Article 5.9).....	113
IV.7.Calcul du joint sismique .....	113
Conclusion .....	..113

### **Chapitre V : Etude des éléments structuraux**

Introduction.....	114
V.1..... Ét	114
ude des poteaux .....	114
V.2..... Et	125
ude des poutres .....	125
V.3..... Et	135
ude des voiles .....	135
Conclusion.....	142

### **Chapitre VI : Etude de l'infrastructure**

Introduction.....	143
VI.1.Choix du type de fondation .....	143
VI.2..... Ra	

dier général .....	146
VI.3.....	Etu
de des nervures .....	156

VI.4 Voiles périphériques .....162

Conclusion..... 167

**Conclusion générale**

**Bibliographie**

# Annexe

## Annexe 1

$\alpha = \frac{L_y}{L_x}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

## Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u \times v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec  $L_x < L_y$ .

$$\rho = 0.8$$

	$u/l_x$ $v/l_y$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
it (	0.0	/	0.250	0.200	0.168	0.144	0.126	0.110	0.099	0.089	0.081	0.077
	0.1	0.320	0.235	0.194	0.166	0.143	0.125	0.109	0.098	0.088	0.081	0.077
	0.2	0.257	0.216	0.184	0.160	0.140	0.123	0.108	0.097	0.088	0.079	0.075
	0.3	0.225	0.198	0.172	0.152	0.134	0.118	0.104	0.094	0.086	0.078	0.073
	0.4	0.203	0.181	0.160	0.142	0.126	0.112	0.100	0.090	0.082	0.076	0.069
	0.5	0.184	0.166	0.148	0.132	0.117	0.105	0.085	0.086	0.078	0.073	0.066
	0.6	0.167	0.151	0.135	0.122	0.109	0.098	0.089	0.082	0.074	0.068	0.061
	0.7	0.150	0.137	0.123	0.112	0.101	0.093	0.084	0.076	0.069	0.063	0.057
	0.8	0.135	0.124	0.113	0.103	0.094	0.086	0.078	0.071	0.064	0.058	0.053
	0.9	0.124	0.114	0.104	0.095	0.087	0.079	0.072	0.065	0.059	0.054	0.049
	1.0	0.113	0.105	0.096	0.087	0.079	0.072	0.066	0.059	0.054	0.049	0.045
Valeur de M2	0.0	/	0.282	0.231	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095
	0.1	0.227	0.196	0.174	0.159	0.145	0.133	0.121	0.111	0.102	0.093	0.083
	0.2	0.160	0.150	0.139	0.129	0.120	0.109	0.103	0.096	0.087	0.079	0.070
	0.3	0.128	0.122	0.114	0.107	0.101	0.094	0.088	0.082	0.075	0.068	0.061
	0.4	0.107	0.102	0.097	0.091	0.086	0.081	0.076	0.071	0.066	0.059	0.058
	0.5	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.063	0.057	0.053	0.047
	0.6	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.058	0.055	0.051	0.047	0.043
	0.7	0.069	0.067	0.064	0.062	0.058	0.056	0.052	0.048	0.045	0.042	0.038
	0.8	0.062	0.059	0.057	0.054	0.052	0.049	0.046	0.043	0.040	0.037	0.033
	0.9	0.055	0.053	0.051	0.048	0.046	0.044	0.042	0.038	0.036	0.033	0.029
	1.0	0.049	0.047	0.046	0.044	0.041	0.038	0.036	0.034	0.032	0.028	0.027

---

---

## Annexe

### Annexe 3

Tableau des Armatures  
(en cm<sup>2</sup>)

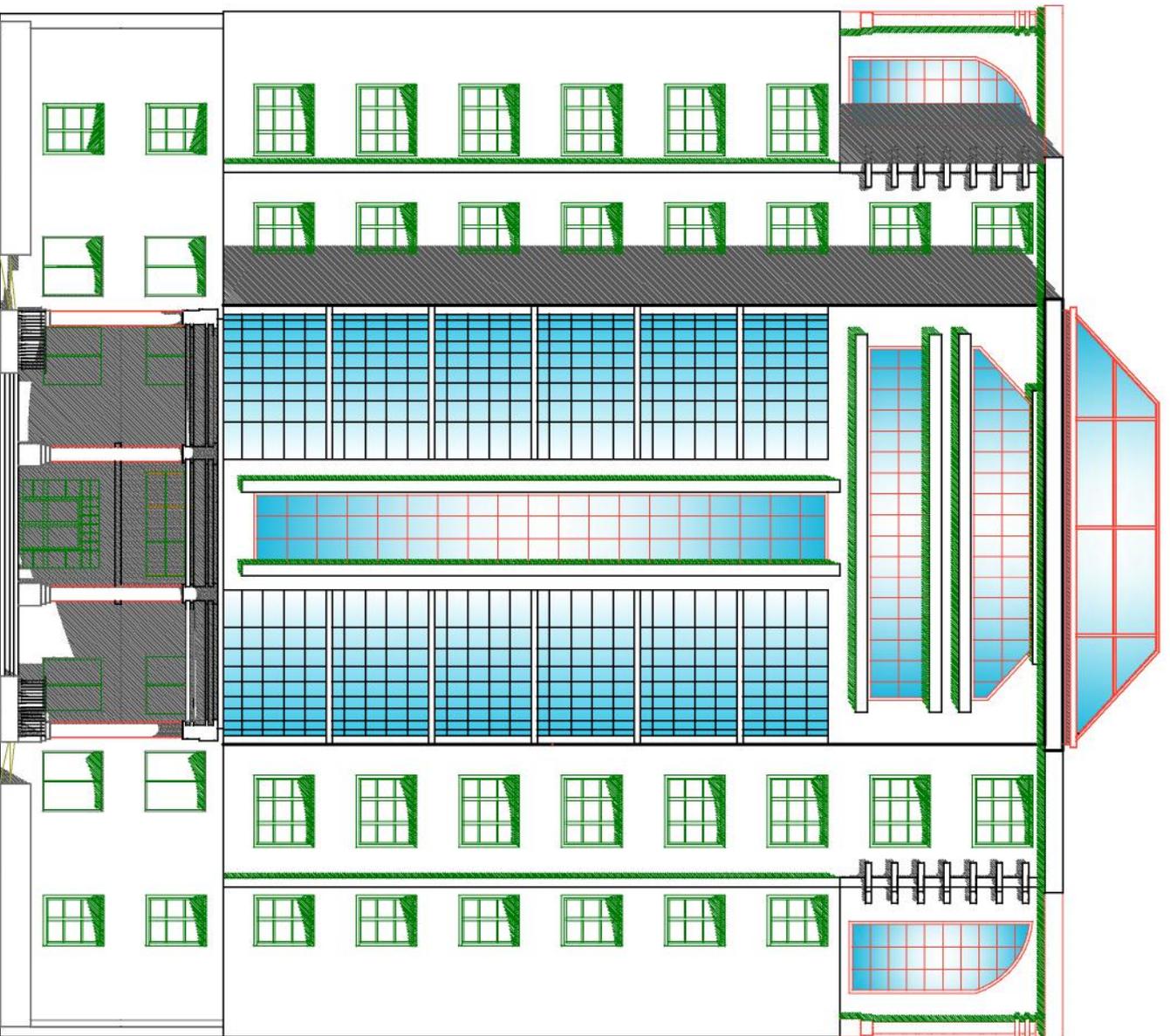
<b>Φ</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

---

---

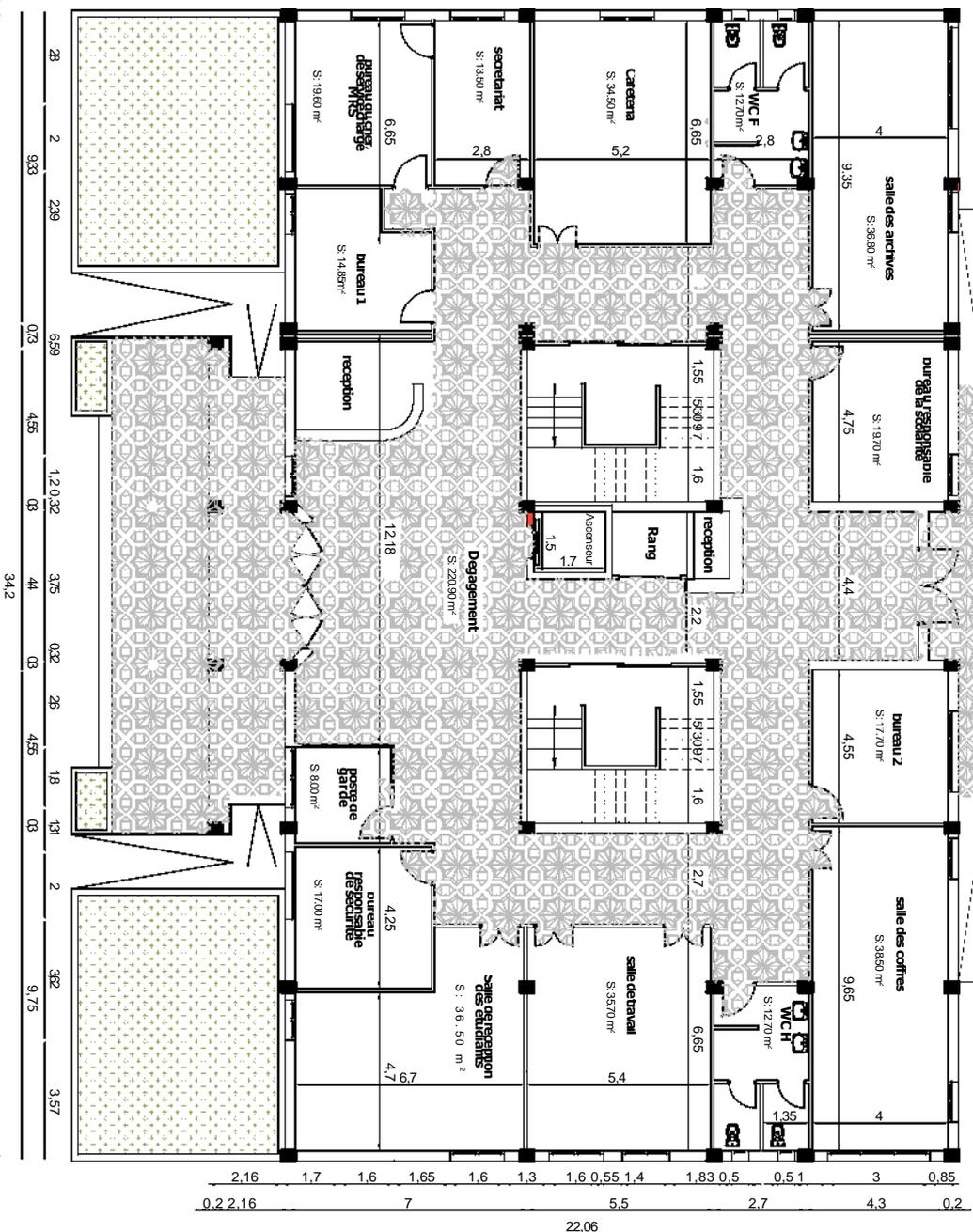
PROJET : RECTORAT TARGA OUZEMOUR

dt 1 VI  
BEJAI



FACADE PRICIPALE

Echelle: 1/200

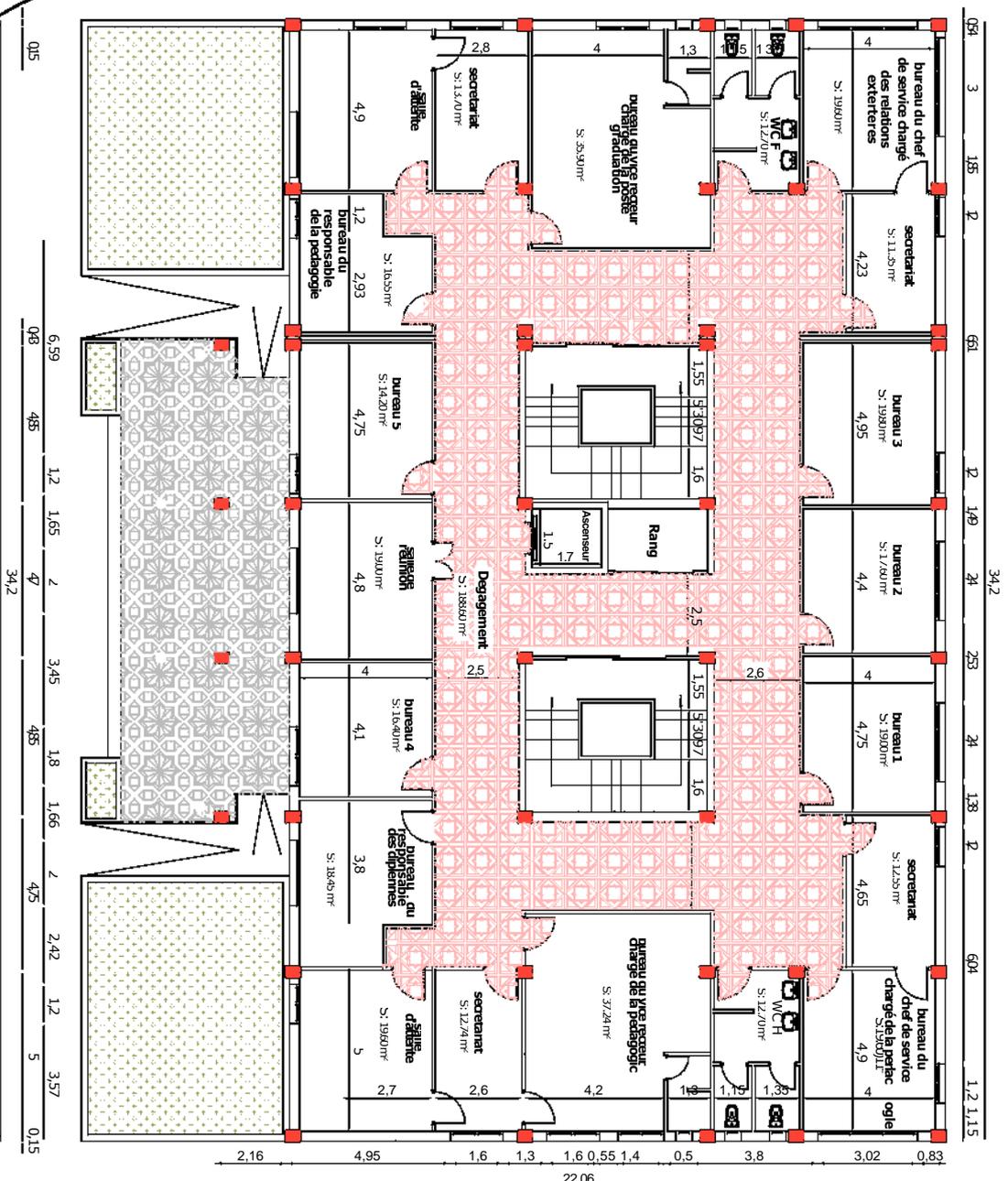


**FICHE TECHNIQUE**

REZ-DE-CHAUSSEE		
DESIGNATION DES ESPACES	UNITE	SURFACE
Salle des archives	M <sup>2</sup>	36,80
Bureau 1	M <sup>2</sup>	14,85
Bureau 2	M <sup>2</sup>	17,70
Salle des coffres	M <sup>2</sup>	38,50
WC Femme	M <sup>2</sup>	13,00
WC Homme	M <sup>2</sup>	13,00
Cafétéria	M <sup>2</sup>	34,50
Salle de travail	M <sup>2</sup>	35,70
Dépagement	M <sup>2</sup>	220,90
Secrétariat	M <sup>2</sup>	13,50
Bureau du chef de service	M <sup>2</sup>	19,60
Bureau responsable de la scolarité	M <sup>2</sup>	19,70
Poste de garde	M <sup>2</sup>	8,00
Bureau responsable de sécurité	M <sup>2</sup>	19,70
Salle de réception des étudiants	M <sup>2</sup>	36,50
<b>SURFACE TOTALE</b>	<b>M<sup>2</sup></b>	<b>541,95</b>

**PLAN DU RDC**

# PROJET: RECTORAT TARGA OUZEMOUR



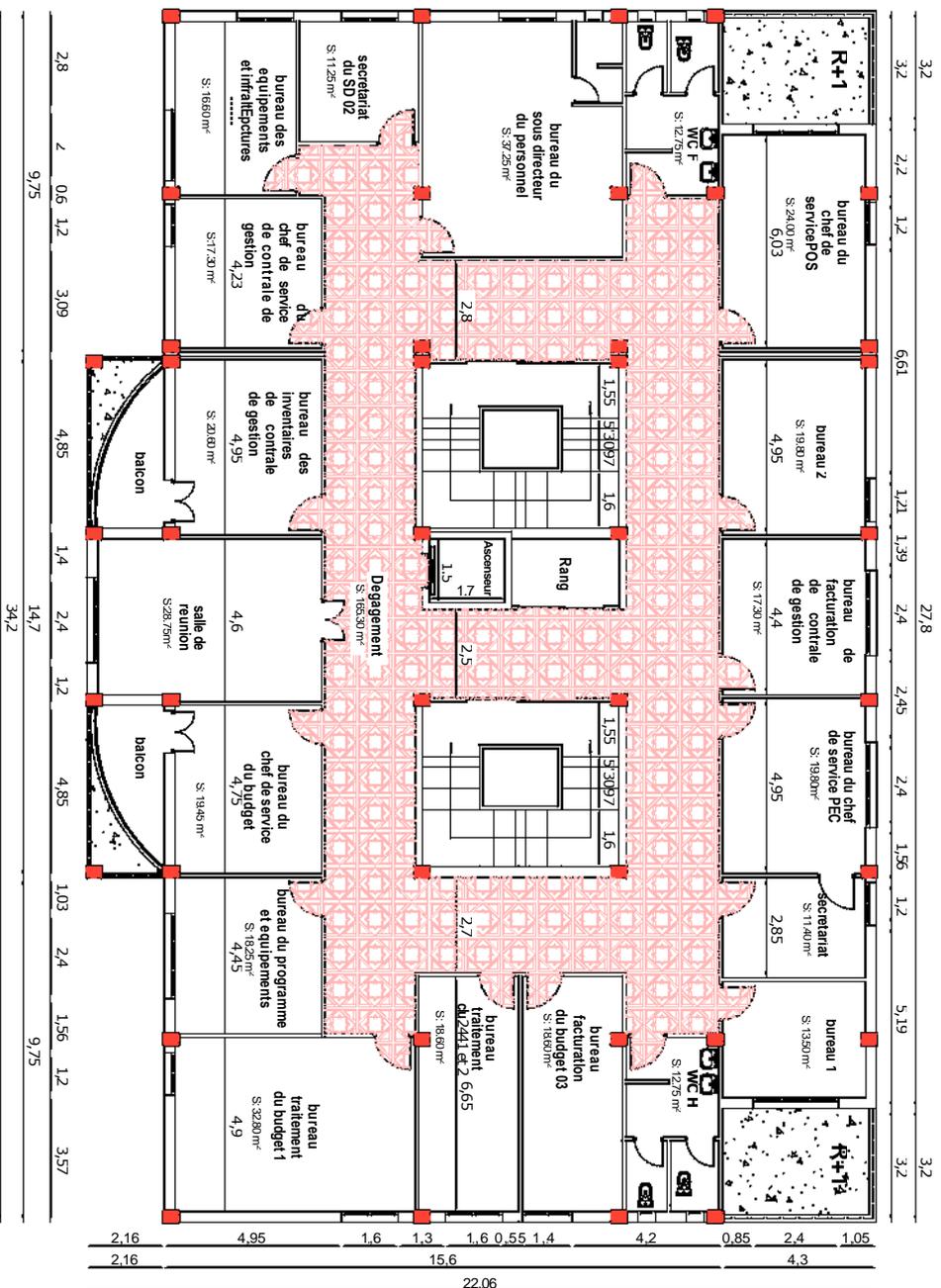
## FICHE TECHNIQUE

1er ETAGE		
DESIGNATION DES ESPACES	UNITE	SURFACE
Bureau de chef service chargé des relations extérieures	M <sup>2</sup>	19,60
Secrétariat	M <sup>2</sup>	11,35
Bureau 1	M <sup>2</sup>	19,00
Bureau 2	M <sup>2</sup>	17,60
Bureau 3	M <sup>2</sup>	19,80
Bureau de chef service chargé de la pédagogie	M <sup>2</sup>	19,60
Secrétariat	M <sup>2</sup>	12,55
WC Femme	M <sup>2</sup>	12,70
WC Homme	M <sup>2</sup>	12,70
Bureau de vice recteur chargé de la poste graduation	M <sup>2</sup>	35,90
Secrétariat	M <sup>2</sup>	12,74
Salle d'attente	M <sup>2</sup>	13,20
Bureau de vice recteur chargé de la pédagogie	M <sup>2</sup>	37,24
Secrétariat	M <sup>2</sup>	12,74
Salle d'attente	M <sup>2</sup>	19,60
Bureau du responsable de la pédagogie	M <sup>2</sup>	16,55
Bureau du responsable des diplômes	M <sup>2</sup>	18,45
Dépagement	M <sup>2</sup>	188,60
Bureau 4	M <sup>2</sup>	16,40
Bureau 5	M <sup>2</sup>	14,20
Salle de réunion	M <sup>2</sup>	19,00
<b>SURFACE TOTALE</b>	<b>M<sup>2</sup></b>	<b>549,52</b>

## PLAN IER ETAGE

Echelle: 1/200



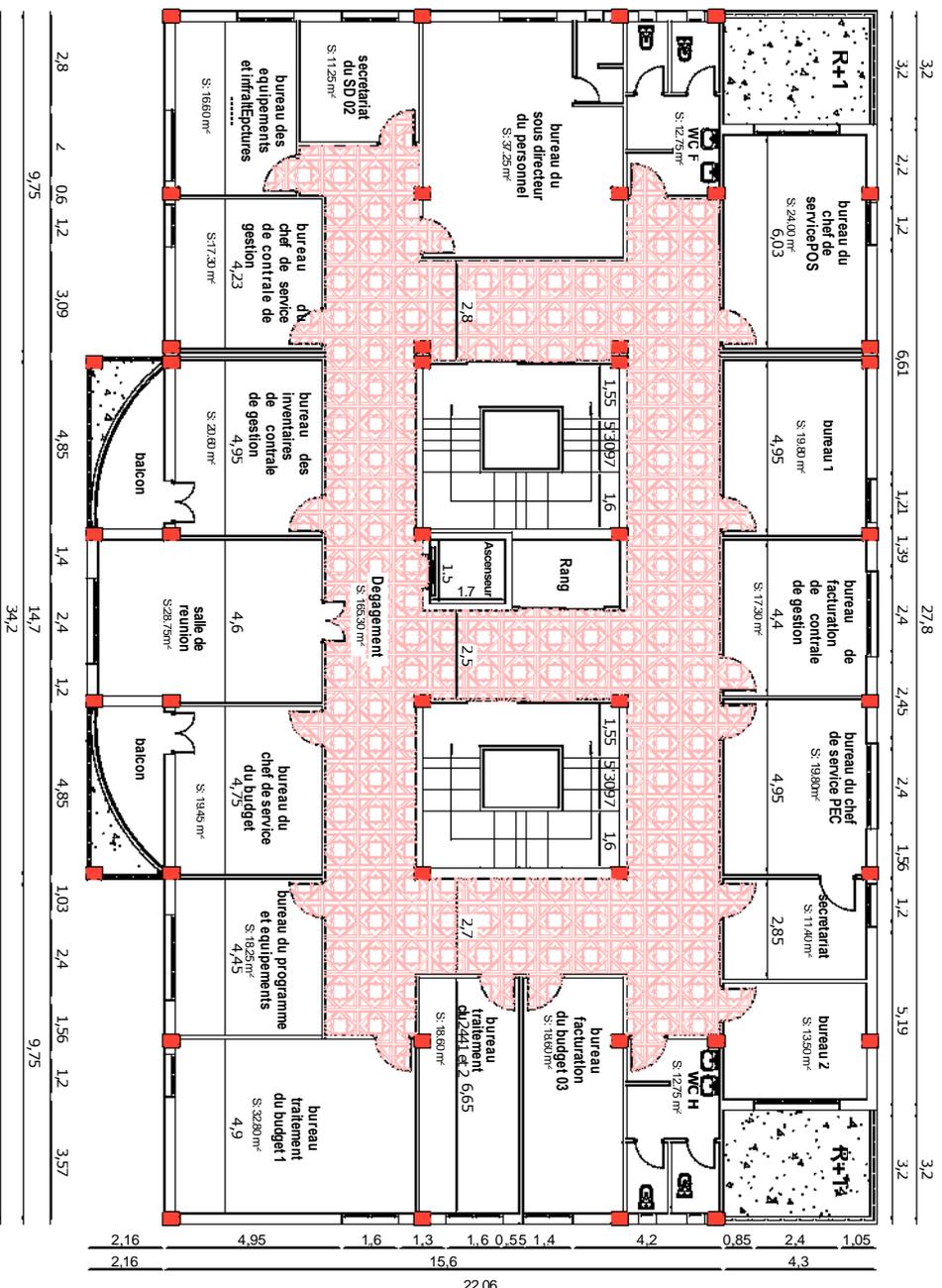


**PLAN 3eme ETAGE**

**FICHE TECHNIQUE**

4eme ETAGE		
DESIGNATION DES ESPACES	UNITE	SURFACE
Bureau 1	M <sup>2</sup>	13,50
Bureau de chef service de POS	M <sup>2</sup>	24,00
Bureau de facturation de contrôle de gestion	M <sup>2</sup>	17,30
Bureau de chef service PEC	M <sup>2</sup>	19,80
Secrétariat	M <sup>2</sup>	11,40
Bureau 2	M <sup>2</sup>	19,80
WC Femme	M <sup>2</sup>	12,75
WC Homme	M <sup>2</sup>	12,75
Bureau de sous directeur du personne	M <sup>2</sup>	37,25
Secrétariat du SD 02	M <sup>2</sup>	11,25
Bureau des équipements et infrastructures du budget	M <sup>2</sup>	16,60
Bureau de facturation du budget 01	M <sup>2</sup>	32,80
Bureau de facturation du budget 02	M <sup>2</sup>	18,60
Bureau de facturation du budget 03	M <sup>2</sup>	18,60
Dégagement	M <sup>2</sup>	165,30
Bureau du chef service de contrôle de gestion	M <sup>2</sup>	17,30
Bureau des inventaire de contrôle de gestion	M <sup>2</sup>	20,60
Salle du réunion	M <sup>2</sup>	28,75
Bureau du chef service du budget	M <sup>2</sup>	19,45
Bureau du programme et équipements	M <sup>2</sup>	18,25
<b>SURFACE TOTALE</b>	<b>M<sup>2</sup></b>	<b>536,05</b>

# PROJET: RECTORAT TARGA OUZEMOUR



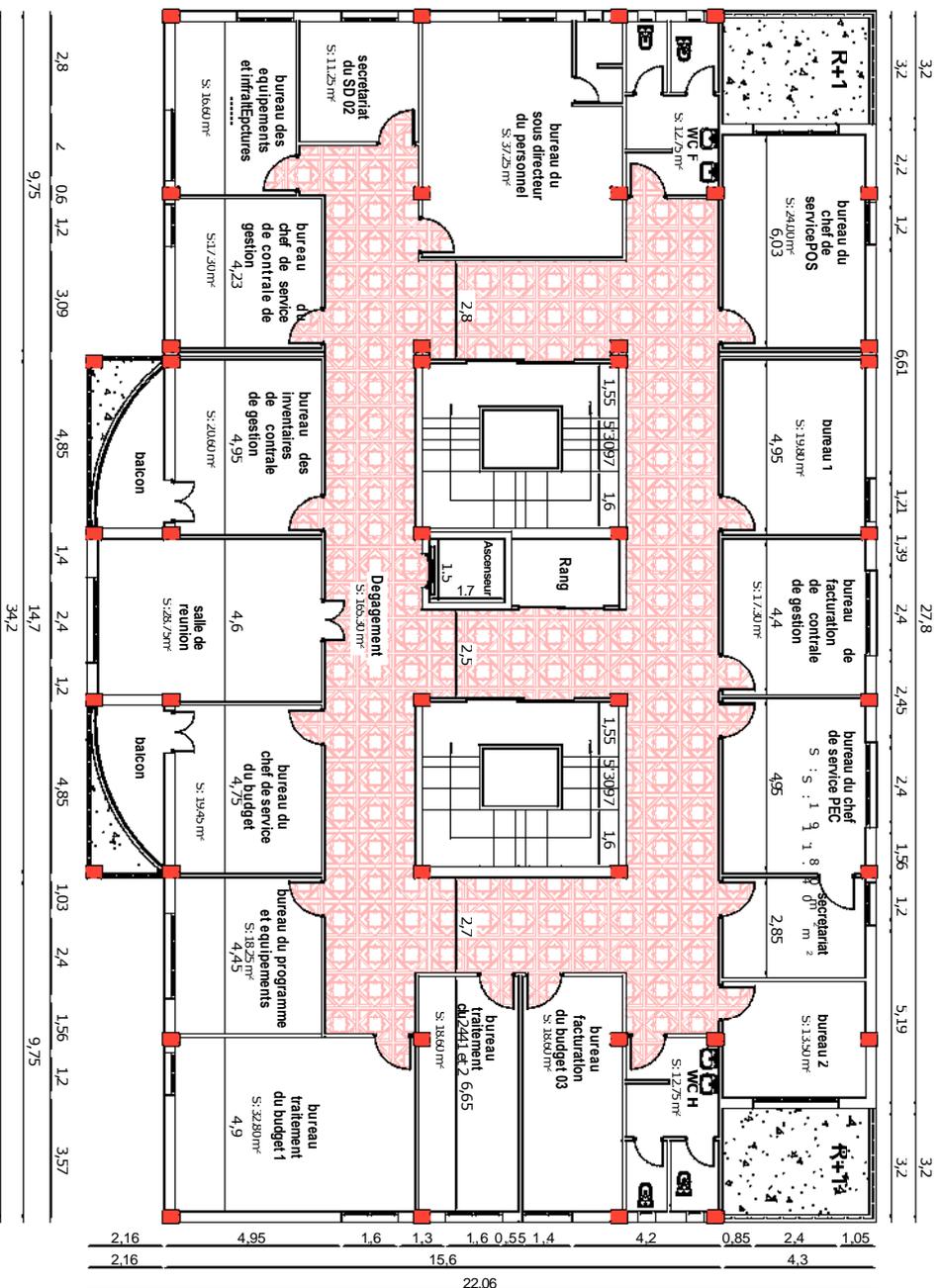
## FICHE TECHNIQUE

### 4eme ETAGE

DESIGNATION DES ESPACES	UNITE	SURFACE
Bureau 1	m <sup>2</sup>	13,50
Secretariat	m <sup>2</sup>	10,50
Bureau de chef service de POS	m <sup>2</sup>	19,80
Bureau de facturation de contrôle de gestion	m <sup>2</sup>	30,40
Bureau de chef service PEC	m <sup>2</sup>	19,50
Secretariat	m <sup>2</sup>	11,40
Bureau 2	m <sup>2</sup>	13,90
WC Femme	m <sup>2</sup>	12,75
WC Homme	m <sup>2</sup>	12,75
Bureau de sous directeur du persone	m <sup>2</sup>	37,25
Secretariat: du SD 02	m <sup>2</sup>	12,55
Bureau des équipements et infrastructures du buget	m <sup>2</sup>	14,70
Bureau de facturaturin du budget 01	m <sup>2</sup>	18,60
Bureau de facturaturin du budget 02	m <sup>2</sup>	30,40
Bureau de facturaturin du budget 03	m <sup>2</sup>	14,70
Dégagement	m <sup>2</sup>	165,30
Bureau du chef service de contrôle de gestion	m <sup>2</sup>	17,30
Bureau des inventaire de contrôle de gestion	m <sup>2</sup>	31,00
Salle de réunion	m <sup>2</sup>	28,75
Bureau du chef service du budget	m <sup>2</sup>	29,00
Bureau du programme et équipements	m <sup>2</sup>	18,25
<b>SURFACE TOTALE</b>	<b>m<sup>2</sup></b>	<b>562,30</b>



# PROJET: RECTORAT TARGA OUZEMOUR



## FICHE TECHNIQUE

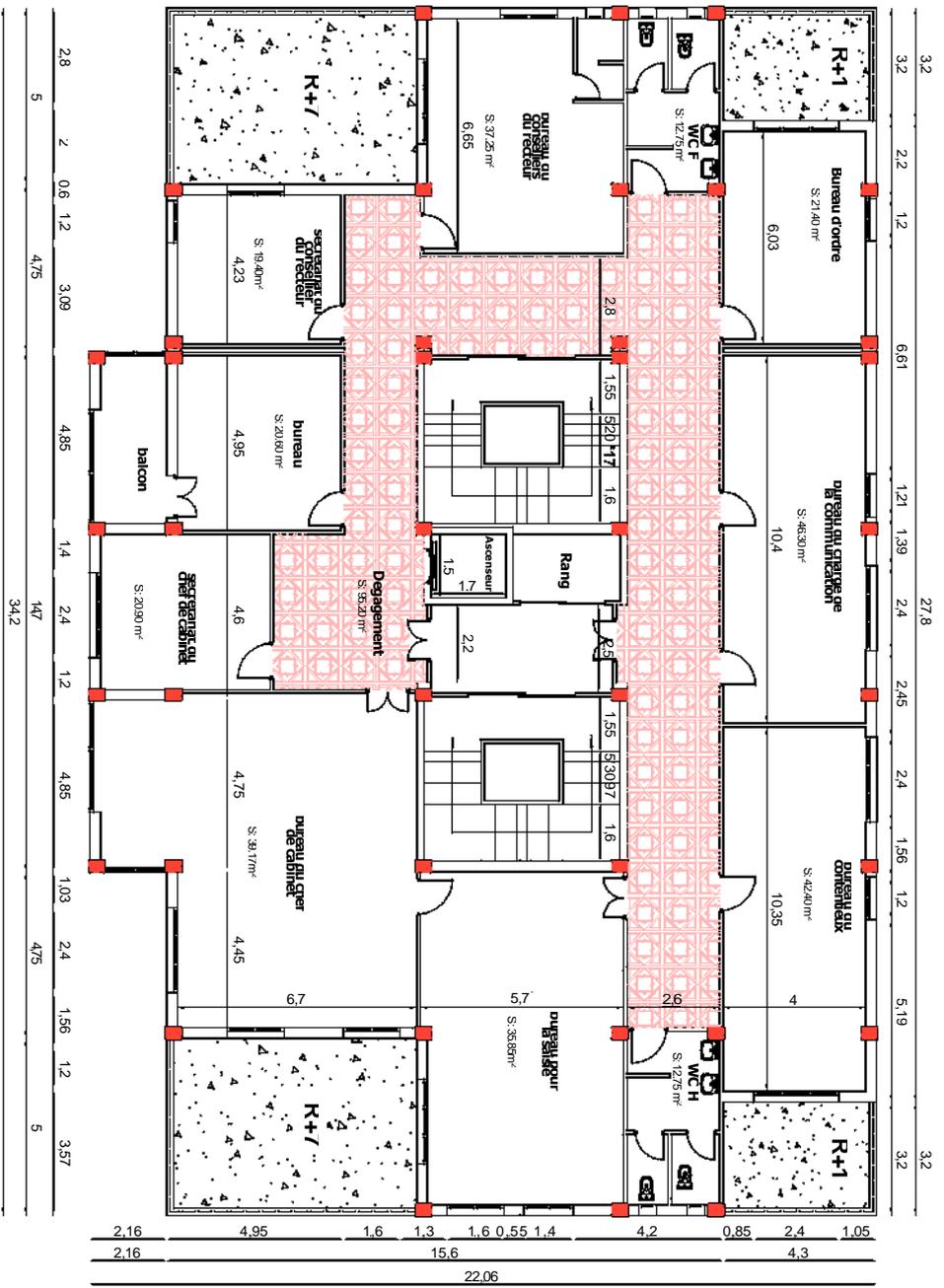
### Geme ETAGE

DESIGNATION DES ESPACES	UNITE	SURFACE
Bureau 1	M <sup>2</sup>	13,50
Bureau de chef service de POS	M <sup>2</sup>	24,00
Bureau de facturation de contrôle de gestion	M <sup>2</sup>	17,30
Bureau de chef service PEC	M <sup>2</sup>	19,80
Secrétariat	M <sup>2</sup>	11,40
Bureau 2	M <sup>2</sup>	19,80
WC Femme	M <sup>2</sup>	12,75
WC Homme	M <sup>2</sup>	12,75
Bureau de sous directeur du personnel	M <sup>2</sup>	37,25
Secrétariat du SD 02	M <sup>2</sup>	11,25
Bureau des équipements et infrastructures du budget	M <sup>2</sup>	16,60
Bureau de facturation du budget 01	M <sup>2</sup>	32,80
Bureau de facturation du budget 02	M <sup>2</sup>	18,60
Bureau de facturation du budget 03	M <sup>2</sup>	18,60
Dégagement	M <sup>2</sup>	165,30
Bureau du chef service de contrôle de gestion	M <sup>2</sup>	17,30
Bureau des inventaires de contrôle de gestion	M <sup>2</sup>	20,60
Salle de réunion	M <sup>2</sup>	28,75
Bureau du chef service du budget	M <sup>2</sup>	19,45
Bureau du programme et équipements	M <sup>2</sup>	18,25
<b>SURFACE TOTALE</b>	<b>M<sup>2</sup></b>	<b>536,05</b>

## PLAN GEME ETAGE



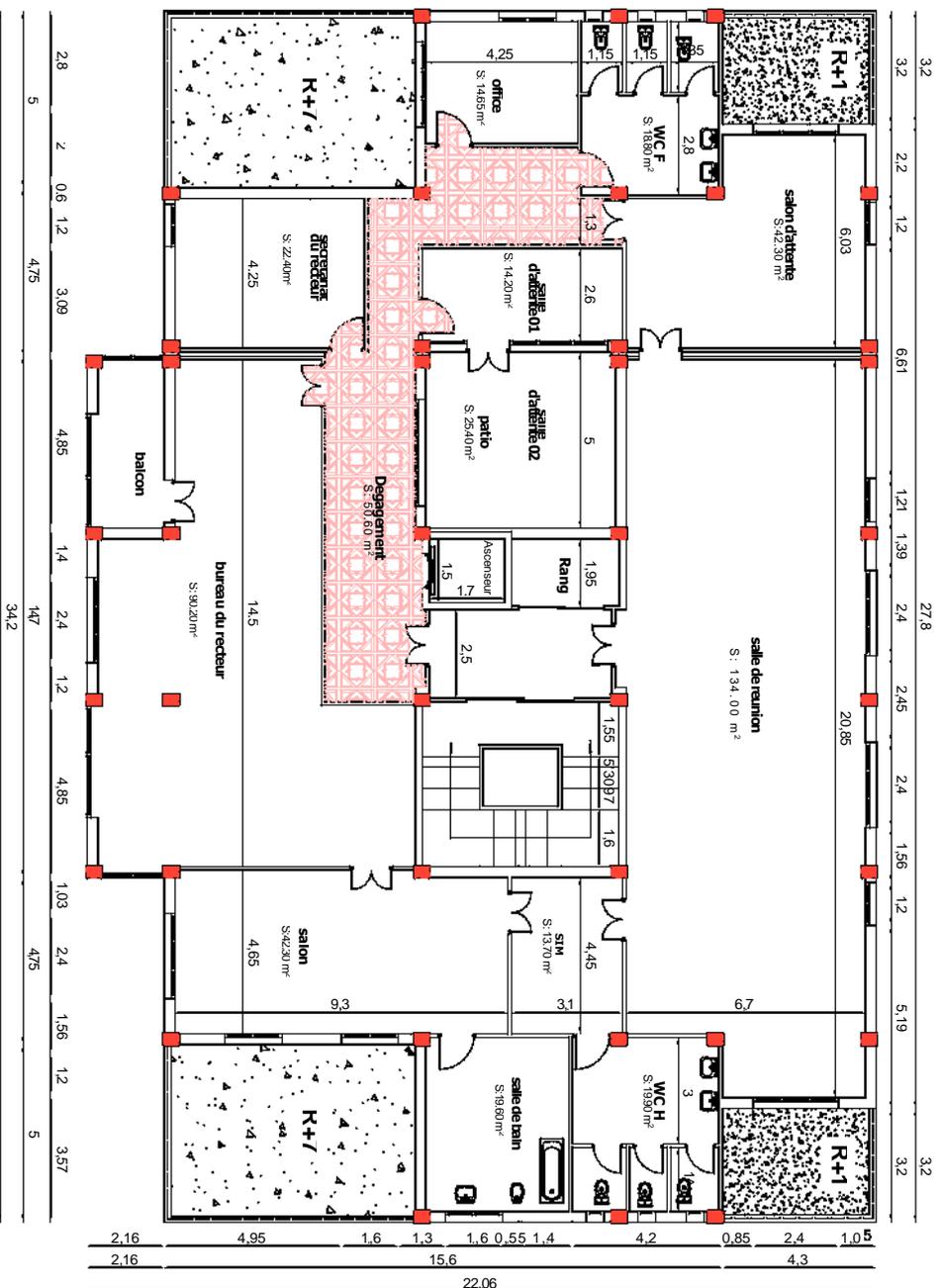
# PROJET: RECTORAT TARGA OUZEMOUR



8ème ETAGE		
DESIGNATION DES ESPACES	UNITE	SURFACE
Bureau du chargé de la communication	M <sup>2</sup>	46,30
Bureau d'ordre	M <sup>2</sup>	24,40
Bureau du contentieux	M <sup>2</sup>	42,40
WC Femme	M <sup>2</sup>	12,75
WC Homme	M <sup>2</sup>	12,75
Dépassement	M <sup>2</sup>	95,20
Bureau	M <sup>2</sup>	20,60
Bureau de conseillers du recteur	M <sup>2</sup>	37,25
Secrétariat de conseillers du recteur	M <sup>2</sup>	19,40
Secrétariat du chef de cabinet	M <sup>2</sup>	39,20
Bureau du chef de cabinet	M <sup>2</sup>	20,90
Bureau pour la saisie	M <sup>2</sup>	35,85
<b>SURFACE TOTALE</b>	<b>M<sup>2</sup></b>	<b>407,00</b>

## PLAN 8ème ETAGE

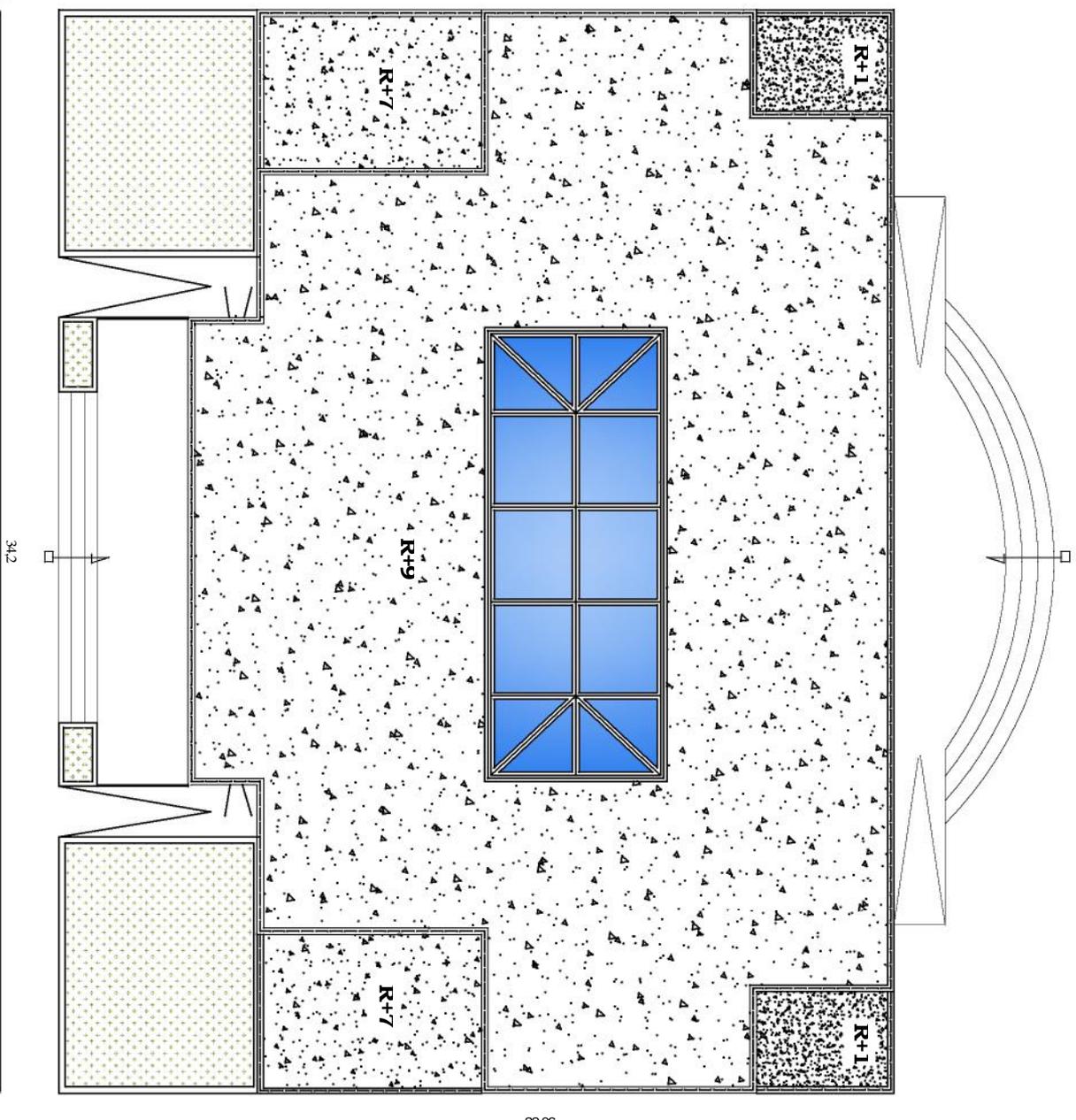
Echelle: 1/200



**FICHE TECHNIQUE**

9eme ETAGE		
DESIGNATION DES ESPACES	UNITE	SURFACE
Salle de reunion	M <sup>2</sup>	134,00
Salle d'attente	M <sup>2</sup>	42,30
Salle d'attente	M <sup>2</sup>	14,20
Patio	M <sup>2</sup>	25,40
WC F	M <sup>2</sup>	18,80
WC H	M <sup>2</sup>	19,90
Office	M <sup>2</sup>	14,65
Dégagement	M <sup>2</sup>	50,60
secrétariat du recteur	M <sup>2</sup>	22,40
Bureau de recteur	M <sup>2</sup>	90,20
Salon	M <sup>2</sup>	42,30
Sas	M <sup>2</sup>	13,70
Salle de bain	M <sup>2</sup>	19,60
<b>SURFACE TOTALE</b>	<b>M<sup>2</sup></b>	<b>508,05</b>

**PLAN 9eme ETAGE**



### fiche technique recapitulative

Surface d'emprise au sol

Gabarr: R+9

Nombre de blocs = 1

Surface totale utile =

Surface totale construite

## PLAN IERRASSIE