

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

République Algérienne Démocratique et Populaire

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté de Génie de la Construction

Département de Génie Civil



# Mémoire de fin d'étude



En vue de l'obtention du diplôme de master en Génie Civil  
*Option : construction civil et industrielle ( C.C.I )*

## THEME

*Etude d'un centre des impôts (R+5+s-sol)*

*à usage de bureaux*

*Contreventé par des voiles et portiques*



**Encadré par:**

**Mr : HAMIZI MOHAND**

**Elaboré par:**

**AMRANI SADIA  
BELABBAS ABDELHAKIM**

**Promotion 2015-2016**

# *Remerciements*

*Toute notre reconnaissance et remerciement à Dieu, le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur Mr HAMZI pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce Mémoire.*

*Il est un agréable devoir d'exprimer nos sentiments de reconnaissance aux enseignants et personnel de la bibliothèque du département GENIE CIVIL ainsi qu'à ceux qui ont contribué de près et de loin à l'élaboration de ce modeste travail.*

*Et enfin nos sincères remerciements et notre profonde gratitude s'adressant également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre projet.*



# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail à celle qui me pérenne la dignité,  
l'honneur et la joie de ma vie ma très chère MAMAN et je dis merci  
pour son soutien, patience et confiance.*

- *A la mémoire de mon père, que dieu le garde dans son vaste paradis*
- *A la mémoire de ma sœur Nassira, et ses petits enfants*
- *A ma chère sœur KATIA*
- *A ma chère sœur DJAMILA et son mari et ses enfants*
- *A tous les membres de ma famille chaqu' un par son nom*
- *A mes amis (es)*
- *A mon binôme HAKIM et sa famille*
- *A toutes les personnes qui nous ont aidés de près et de loin*

*Sadia*



# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail à ceux qui me pérenne la dignité,  
l'honneur et la joie de ma vie mes très chers parents et je dis merci a  
leurs soutien, patience et confiance.*

- *A mon cher frère*
- *A mes chères sœurs*
- *A ma chère CELIA BENARAB et toute sa famille*
- *A tous les membres de ma famille chaqu' un par son nom*
- *A mes amis (es)*
- *A ma binôme SADIA et sa famille*
- *A toutes les personnes qui nous ont aidés de près et de loin*

*Hakim*

# SOMMAIRE

## **Introduction.**

<b>Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage</b> .....	001
<b>Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments</b> .....	013
<b>Chapitre III : Calcul des éléments</b>	
<b>III.1-Calcul de l'acrotère</b> .....	029
<b>III.2-Calcul des planchers</b> .....	036
<b>III.3- Calcul des escaliers</b> .....	057
<b>III.4- Calcul de la poutre palière</b> .....	075
<b>III.5- Calcul des éléments en console</b> .....	082
<b>Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences du RPA</b> .....	088
<b>Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux</b>	
<b>V.1- Ferrailage des poutres</b> .....	118
<b>V.2- Ferrailage des poteaux</b> .....	130
<b>V.3- Ferrailage des voiles</b> .....	148
<b>Chapitre VI : Etude du voile périphérique</b> .....	160
<b>Chapitre VII : Étude de l'infrastructure</b> .....	166
<b>Conclusion.</b>	
<b>Références.</b>	

# INTRODUCTION

Notre projet de fin d'études consiste à l'étude d'un centre des impôts (RDC+5 étages+ 1 sous-sol) à usage de bureaux contreventé par voiles et des portiques en béton armé.

Pour cela, nos calculs seront conformes aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) et les règles de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant les méthodes des états limites (BAEL 91 modifié 99) afin d'assurer au mieux de la stabilité de la structure ainsi que la sécurité des usagers.

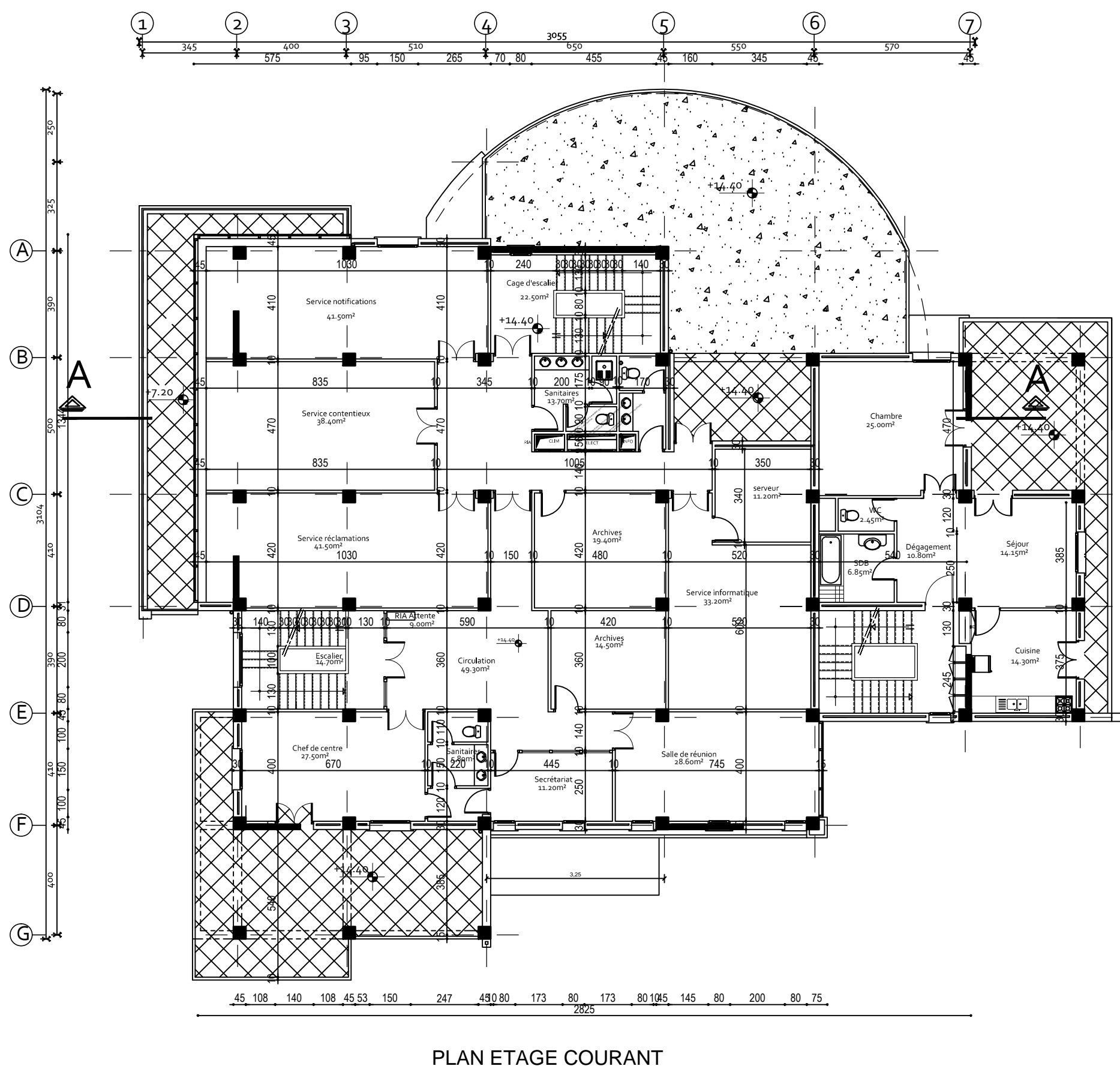
L'ingénieur doit définir les qualités des matériaux, les dispositions constructives et les dimensions pour chaque élément de la construction pour limiter les déformations, contrôler les dommages, empêcher la rupture brutale et l'effondrement de la structure.

L'Algérie présente un risque sismique élevé du fait de son Aléa et de la vulnérabilité de ses ouvrages, l'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de sismicité, qualité de sol, forme de la structure, le type de contreventement à choisir ...)

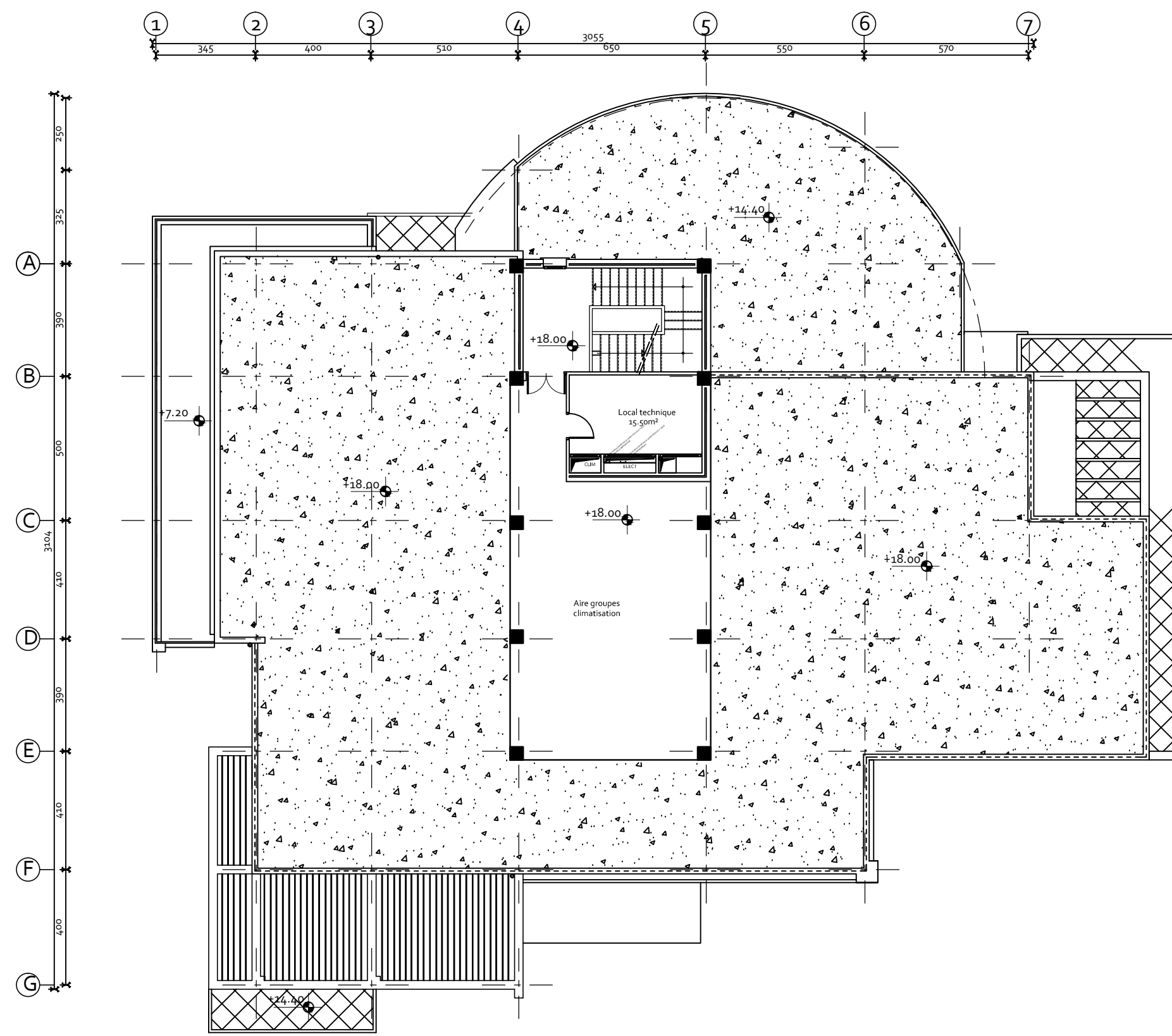
Face au risque de tremblement de terre et à l'impossibilité de le prévoir, la solution valable et efficace reste la construction parasismique pour les bâtiments.

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique mais aussi par la rigidité de la structure.

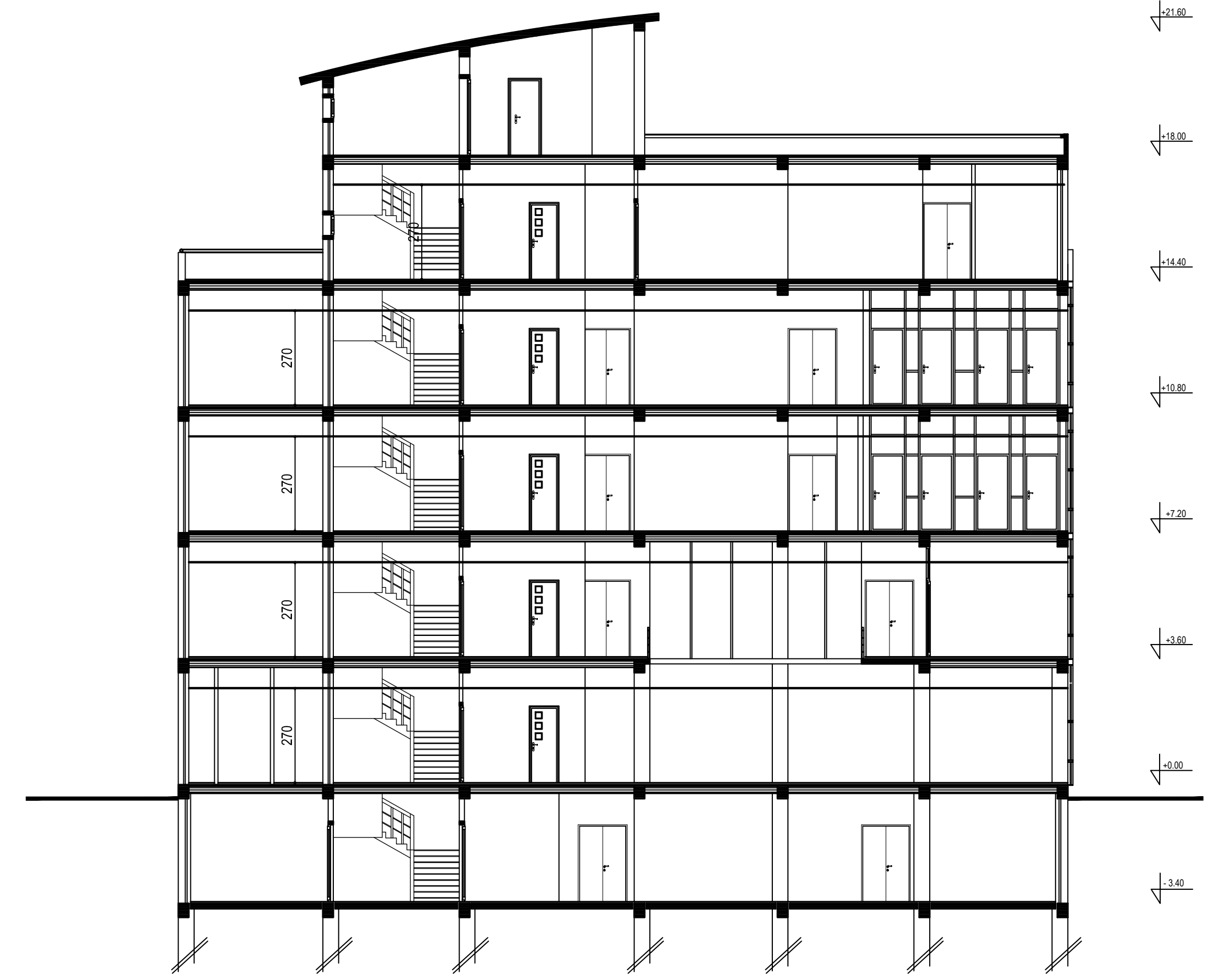
Dans le cadre de notre formation, une étude portant sur les structures de Génie Civil est indispensable lors de notre cursus, à cet effet, nous avons choisi de faire la note de calcul et tous les plans de coffrage et de ferrailage d'un centre des impôts qui sera implanté à Boufarik Wilaya de Blida.



PLAN ETAGE COURANT

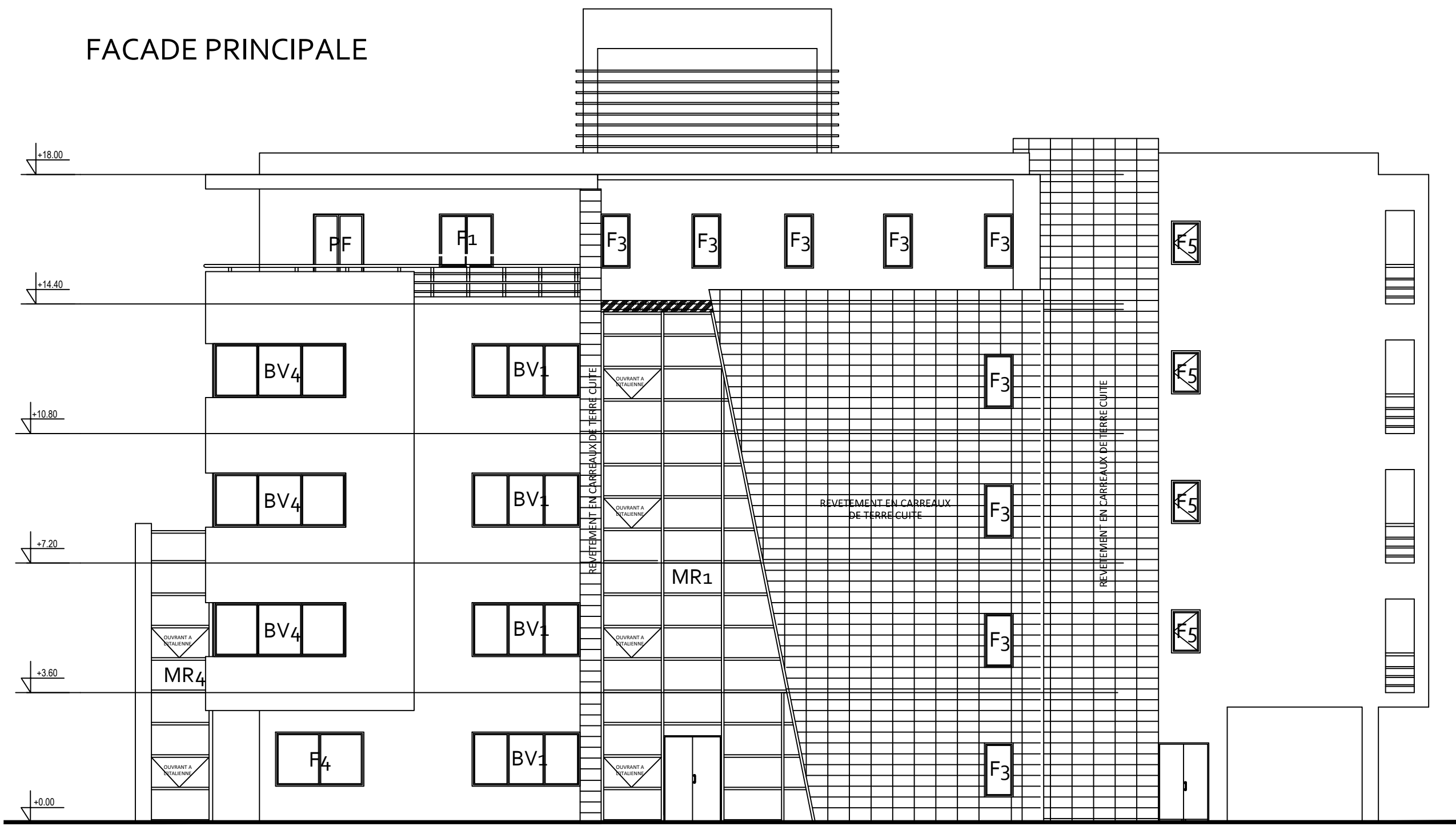


PLAN TERRASSE



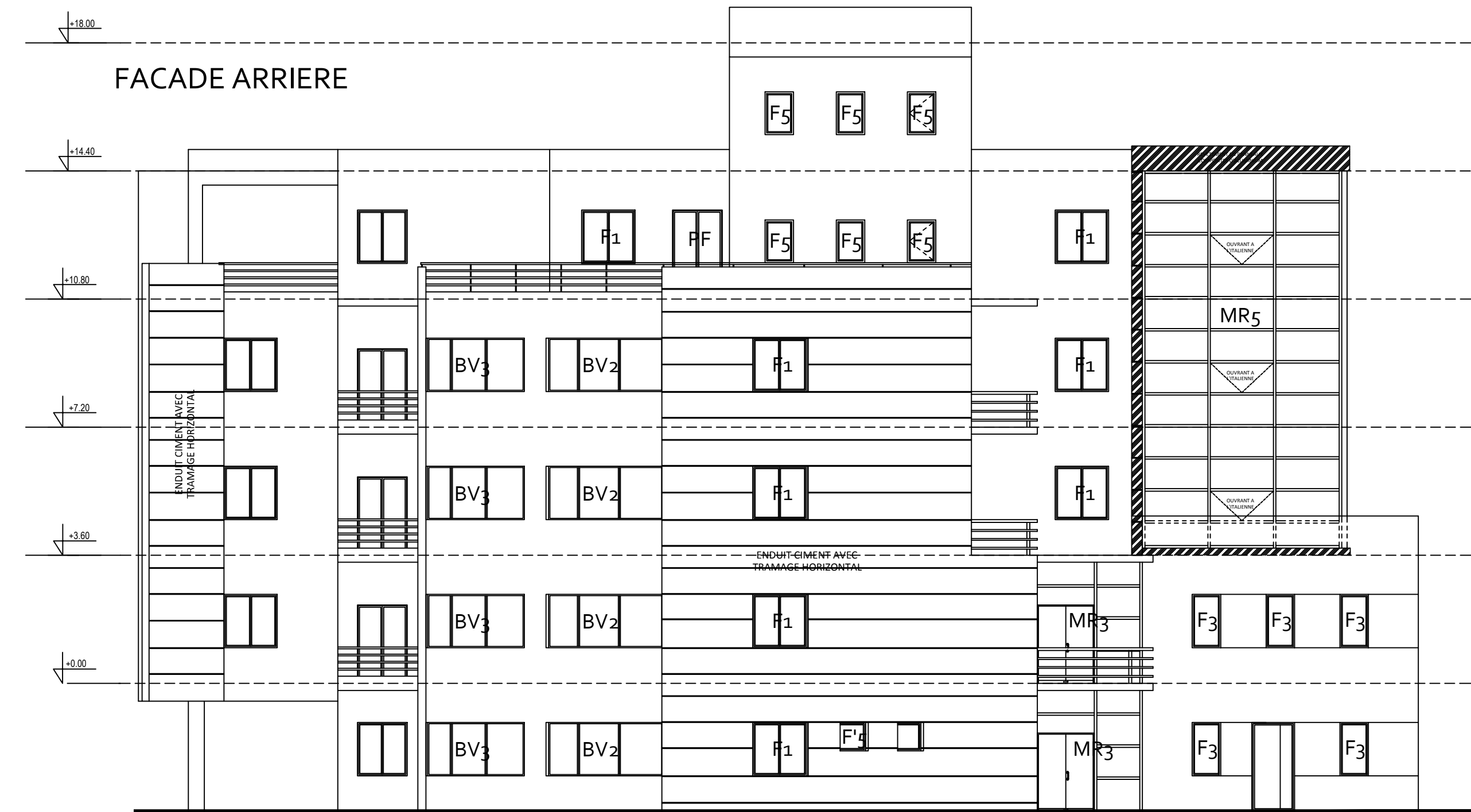
COUPE B-B

FACADE PRINCIPALE



FACADE PRINCIPALE

FACADE ARRIERE



FACADE POSTERIEURE

FACADE LATERALE



FACADE LATERALE

# Chapitre I : Les caractéristiques des matériaux

---

## **I.1 . Description et présentation de l'ouvrage :**

Le projet consiste en l'étude et le calcul d'un centre des impôts (R+5+ 1 sous sol) à usage administratif. Il sera implanté à Boufarik (Wilaya de BLIDA), une région classé selon le règlement parasismique algérien (RPA 99) et l'Addenda 2003 comme une zone de sismicité élevée (Zone III)

Cet ouvrage se compose de :

- Sous sole à usage de stockage
- RDC et autres étages sont à usages de bureaux
- De plusieurs cages d'escalier

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

La présente structure a pour dimensions :

- Longueur totale 34.55 m
- largeur totale 31.04 m
- Hauteur totale 25 m
- Hauteur de RDC 3.60 m
- Hauteur des étages courants 3.60 m
- Hauteur du sous – sol 3.40 m
- Hauteur de l'acrotère 0.6 m

## **I-3 . Les éléments de l'ouvrage :**

### **I.3.a. l'ossature :**

Le bâtiment est a ossature mixte, composé de :

- Poteaux et de poutre formant un système de portiques transversaux et longitudinaux destiné à reprendre les charges et surcharges verticales.
- Voiles en BA disposé dans les deux sens longitudinal et transversal, constituent un système de contreventement rigide assurant la stabilité de l'ouvrage.

### **I.3.b. planchers :**

- **Planchers en corps creux :**

Ils sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées, le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité et forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

# Chapitre I : Les caractéristiques des matériaux

- **Dalles pleine en béton armé :**

Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est possible de réaliser des planchers en corps creux.

### **I.3.c. Maçonnerie :**

**Murs extérieurs :** ils seront en double cloisons de briques creuses de 10 cm séparées par une lame d'air de 5cm.

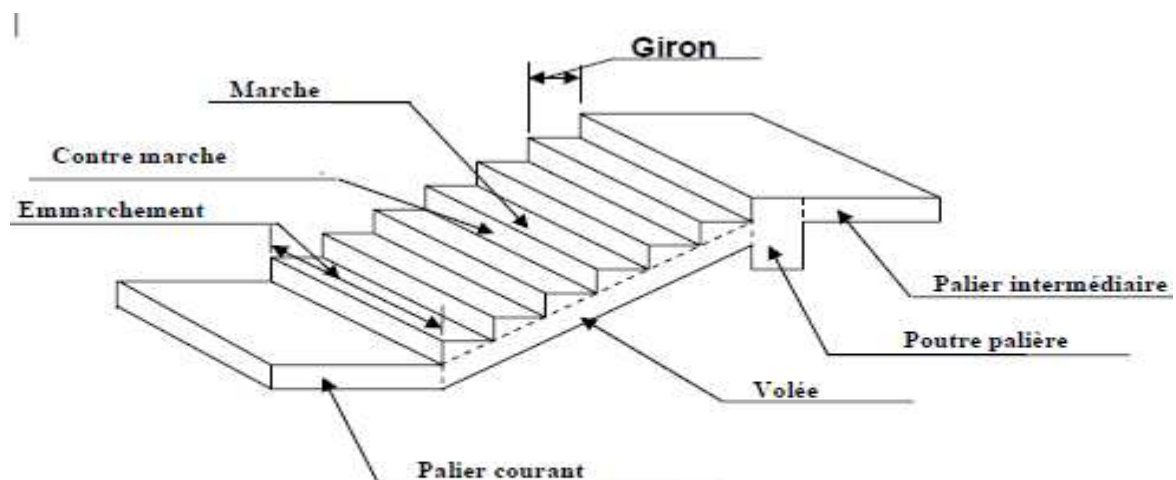
**Murs intérieurs :** ils seront en simple cloison de 10cm

### **I.3. d. Revêtements :**

- Carrelage et dalle de sol pour les revêtements horizontaux.
- Céramique pour les cuisines et salle d'eau.
- Enduit, plâtre pour les cloisons intérieures.
- Mortier de ciment pour les murs extérieurs.

### **I.3.e. Escaliers :**

Le sous sol dispose de deux cages d'escalier, et le RDC de trois menant aux différents étages composé de pallier et paillasse, réalisées en béton armé et coulées sur place.



**Figure I-1: Principaux termes relatifs à un escalier**

L : Longueur des marches

g : Largeur des marches

h : Hauteur des marches

Palier de départ

Palier d'arrivée

# Chapitre I : Les caractéristiques des matériaux

---

## I.3.f. système de coffrage :

Pour des raisons pratiques, on utilise des coffrages métalliques et classiques (en bois).

## I.4. Caractéristique du sol :

La structure sera implantée sur un sol dont la contrainte admissible est égale à  $\sigma_s = 2$  Bars.

## I.5. Caractéristiques des matériaux :

### I.5.1. Béton :

Le béton est un mélange de ciment, de sable, de granulats et d'eau, le béton utilisé doit répondre aux règles parasismiques algériennes (RPA) ainsi qu'aux règles techniques de calculs du béton aux états limites (BAEL).

Du point de vue mécanique, le béton est définie par sa résistance caractéristique à la compression désignée par  $f_{c28}$  (résistance en compression à 28 jours). Elle se mesure par la compression axiale d'un cylindre dont la hauteur est double de diamètre  $\emptyset = 16$ cm, de hauteur  $h = 32$ cm, dans le cas courant elle est prise égale à 25 MPA.

**Ciment :** CPJ 325 avec un dosage de  $350 \text{ kg/m}^2$

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton d'âge  $< 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée comme suite :

$$f_{cj} = \frac{j}{(4,76 + 0,83j)} f_{c28} \quad \text{pour des } f_{c28} \leq 40 \text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(1,4 + 0,95j)} f_{c28} \quad \text{pour des } f_{c28} > 40 \text{MPa}$$

Pour le présent projet on adoptera :

$f_{c28} = 25$  MPA. (Art 2.1 113 BAEL 91).

- **Résistance caractéristique a la traction :(Art 2.1 12 BAEL91)**

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{cj} = 2,1 \text{ MPA}$$

### I.5.1.1 Contraintes limites de béton :

#### A). Les états limites :

On appelle état limite un état particulier au-delà du quel l'ouvrage où l'un de ses éléments ne satisfait plus les conditions pour lesquelles il a été conçu, les états limites satisfait strictement les conditions de (stabilité, résistance, déformation) sous l'effet des actions extérieures sous formes (force, moment, couple).

# Chapitre I : Les caractéristiques des matériaux

---

## A.1. Etats limites ultimes (ELU) :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité.

Il correspond à l'un des états suivants :

- **Etat limite ultime d'équilibre statique** (non renversement),
- **Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux** (non rupture),
- **Etat limite de stabilité de forme** (non flambement).

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton, elle est donnée par la formule suivante :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité

$\gamma_b$  : 1.15 si la situation est accidentelle

$\gamma_b$  : 1.5 si la situation est courante

$\theta$  : coefficient d'application

$\theta = 1$ , lorsque  $j > 24$  heures ;

$\theta = 0.9$ , lorsque  $1 < j < 24$  heures ;

$\theta = 0.85$ , lorsque  $j < 1$  heure

## A.2. Etats limites de services (ELS) :

L'état limite de service est l'état au-delà du quel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des contraintes ne sont plus satisfaites.

On distingue :

- Etat limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- Etat limite de déformation (pas de flèche excessive)
- Etat limite d'ouvertures des fissures (durabilité est sécurité des ouvrages)

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{cj}$$

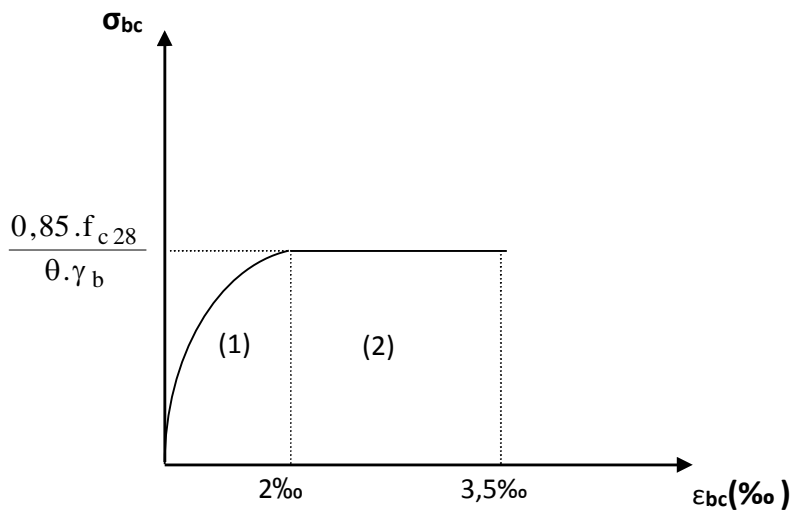
Dans notre cas :

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

## **B) Diagramme contraintes –déformations béton :**

### **B.1. L'ELU :**

La relation contrainte déformation est illustré dans la figure ci –dessous :

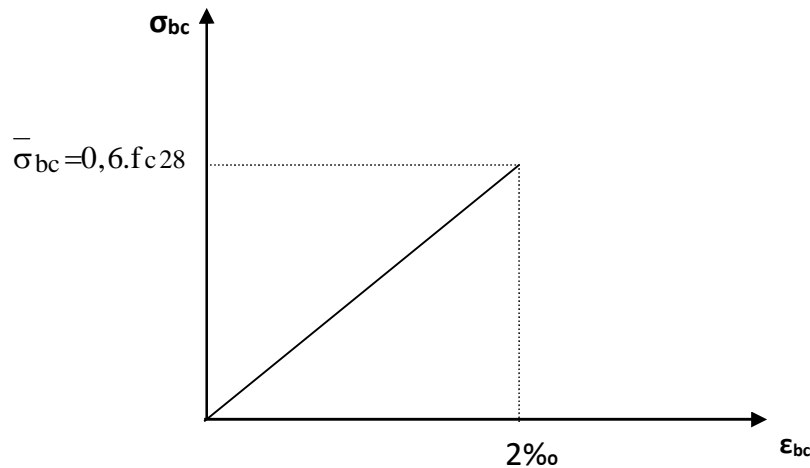


**Figure I.2 : relation contrainte déformation**

$\epsilon_{bc}$ : Déformation du béton en compression.

### **B.2. L'ELS :**

La déformation dans le béton est considérée comme élastique et linéaire. la relation contrainte déformation est illustré dans la figure suivante :



**Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS**

- **Contrainte limite de cisaillement :**

Elle est donnée par la formule suivante : (Art A.5.1.BAEL91)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d}$$

$V_u$  : Effort tranchant dans la section étudiée (ELU)

b : largeur de la section cisailé

d : hauteur utile

Cette contrainte ne doit pas dépassé les valeurs suivantes :

- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :  $= \min (0,10f_c28 ; 4\text{MPa})$
- Cas de fissuration peu nuisible :  $= \min (0,13 f_c28 ; 5 \text{MPa})$
- 

- **Module d'élasticité :**

On définit le rapport d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée .selon la durée de l'application de la contrainte on distingue deux types de modules :

# Chapitre I : Les caractéristiques des matériaux

---

- **Module d'élasticité instantanée :** (Art A – 2 .1. 21 BAEL91)

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24heurs, Il résulte un module égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPA.}$$

Avec  $f_{c28}=25\text{MPA}$

$$E_{ij}=32164,195 \text{ MPA}$$

- **Module d'élasticité différée : :** (Art A – 2.1.22 BAEL91)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin d'en tenir compte de l'effet de fluage du béton on prend un module égale :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Avec :  $f_{c28} = 25 \text{ MPA.}$

$$\Rightarrow E_{vj} = 10819 \text{ MPA}$$

- **Module d'élasticité transversale :**

$$G = E / 2 (1+\nu) \quad \text{MPa}$$

Avec:  $G= 13400\text{MPA.}$

E : Module de Young,

$\nu$  : Coefficient de Poisson.

- **Coefficient de poisson :** (Art A.2 1 3 BAEL91)

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

$\nu = 0.2$       béton non fissuré (ELS)

$\nu = 0$         béton fissuré (ELU)

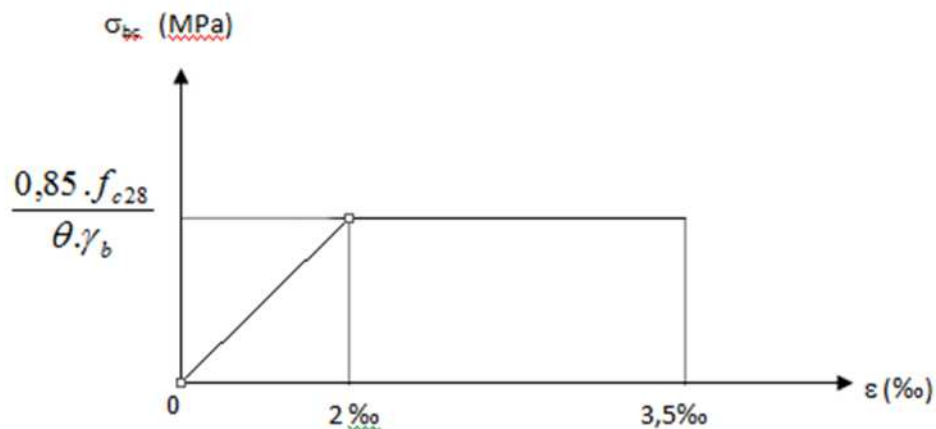
# Chapitre I : Les caractéristiques des matériaux

- **Diagramme contraintes et déformations :**

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réelles sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

**L'état limite ultime :**

On adopte le diagramme parabole rectangle ci-dessous :



**Figure I.4 : Diagramme contrainte-déformation de calcul**

- **Le fluage béton :**

Sous chargement constant, la déformation du béton augmente continuellement avec le temps pour le béton, les déformations de fluages sont loin d'être négligeables puisqu'elles peuvent représenter jusqu'au trois les déformations instantanées  $\epsilon_v = \epsilon_{\infty} = 3 \cdot \epsilon_i$

- **Le phénomène du retrait :**

- Après coulage, une pièce de béton conservée à l'air tend à se raccourcir, ceci est due à l'évaporation de l'eau non lié avec le ciment et peut entraîner des déformations de l'ordre de  $1.5 \times 10^{-4}$  à  $5 \times 10^{-4}$  selon l'humidité de l'environnement.
- La principale conséquence du retrait est l'apparition de contraintes internes de traction, la contrainte dont la valeur peut facilement dépasser la limite de fissuration.

# Chapitre I : Les caractéristiques des matériaux

- Pour se protéger des désordres liés au retrait, on adoptera les dispositifs constructifs suivants :
  - Utiliser des bétons à faible chaleur d'hydratation
  - Maintenir les parements en ambiance humide après coulage
  - Disposer des armatures de peaux de faible espacement pour bien répartir les fissures de retrait
  - Eviter de raccorder des pièces de tailles très différentes
  - Utiliser des adjuvants limitant les effets du retrait.

## I.5.2. L'acier :

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

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

### Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'acier	nominati on	symbole s	Limite d'élasticité $F_e$ (MPa)	Resistanc e a la rupture	Allongeme nt relatif à la Rupture [%o]	Coefficie nt de fissuratio n	Coefficie nt de $[\psi]$ scellemen t
Aciers en Barre	Haute adhérenc e FeE400	H A	400	480	10%o	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ( $\emptyset < 6$ )	T S	520	550	8%o	1.3	1

**Tableau I.5 caractéristiques des aciers**

### Module d'élasticité longitudinal : (art.2.2.1 BAEL 91 modifié 99

Il est noté ( $E_s$ ), sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier

$$E_s = 200000 \text{ MPa.}$$

## Contrainte limite ultime :

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

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

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

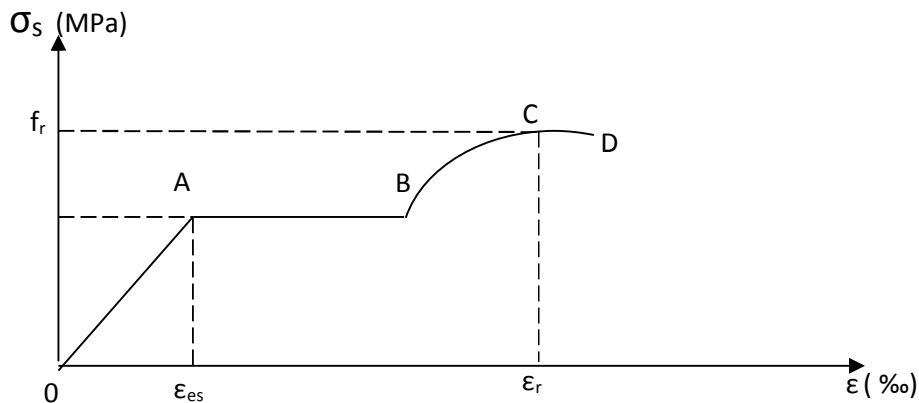
$\gamma_s$  : coefficient de sécurité tel que :  $\gamma_s = 1.5$  situation courante.  
 $\gamma_s = 1.15$  situation accidentelle

$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$  pour les HA.

## Diagramme contrainte déformation :

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple

Le diagramme contrainte déformation à l'allure suivante :



**Figure I.6 : diagramme contrainte-déformation**

$f_r$  : Résistance à la rupture.

$f_e$  : Limite d'élasticité.

$\epsilon_{es}$  : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier

$\epsilon_r$  : Allongement à la rupture

Telle que :

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e / \gamma_s}{E}$$

$$\varepsilon_s \leq \varepsilon_{es} \quad \Rightarrow \quad \sigma_s = E \varepsilon_s$$

$\varepsilon_{es} \leq \varepsilon_s \leq 10\text{‰}$

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

Zone OA : Domaine élastique linéaire

Zone AB : Domaine plastique

Zone BC : Domaine de raffermissement

Zone CD : Domaine de striction.

### Contrainte limite de service :

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

#### **a) Fissuration peu nuisible : (BAEL9 / Art 4-5-32)**

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer. ( la contrainte n'est soumise à aucune réduction ) :  $\sigma_{st} = f_e$

#### **b) Fissuration préjudiciable: (BAEL91/Art 4-5-33)**

Cas des éléments exposés aux agressions chimiques, atmosphériques.....

$$\sigma_s \leq \sigma_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}) \text{ MPa}$$

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

Cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères.

$$\sigma_s \leq \sigma_{st} = \min (0,5 f_e , \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}) \text{ en MPa}$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1.6$  pour les aciers HA de diamètre  $\geq 6\text{mm}$

$\eta = 1.3$  pour les aciers HA de diamètre  $\leq 6\text{mm}$

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

## Diagramme contrainte déformation de l'acier: (art2.2.2 BAEL 91 modifié 99)

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

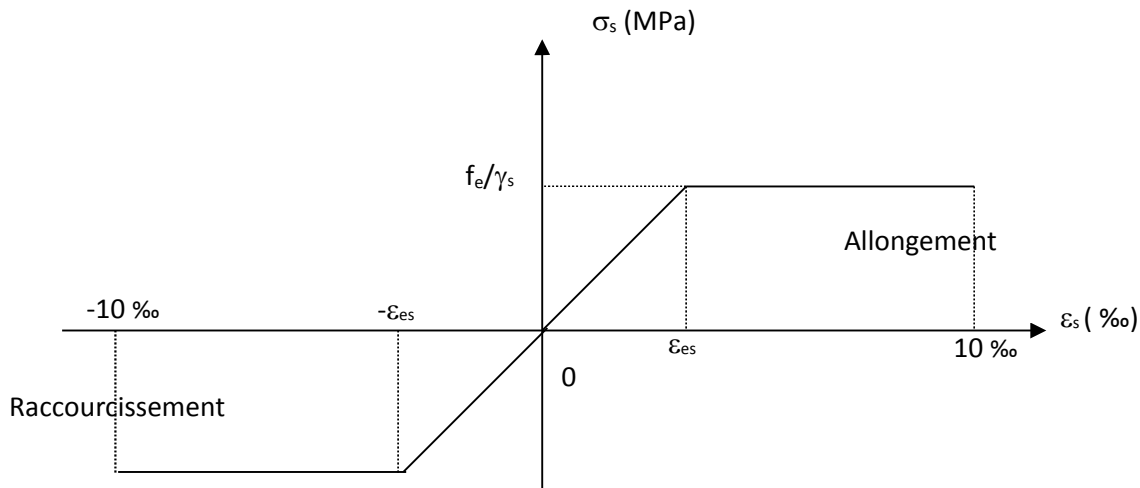


Figure I.7. Diagramme contrainte-déformation de l'acier

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

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux Prescriptions suivantes :

- $C \geq 5\text{ cm}$  : Pour les éléments exposés à la mer en contact avec la terre (Fondations), aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3\text{ cm}$  : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, Canalisations)
- $C \geq 1\text{ cm}$  : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

---

### II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement permet de déterminer les différentes dimensions des éléments de la structure tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles.

Afin d'assurer la bonne résistance de la construction, Ce pré dimensionnement se fait en respectant les recommandations en vigueur à savoir :

- Le RPA 99
- LE BAEL 91
- Le DTR

### II.2. les planchers :

Les planchers sont des plans horizontaux séparant deux étages d'un bâtiment, supportant les charges et les surcharges.

Ils assurent deux fonctions principales :

#### II.2.1. Fonction de résistance mécanique :

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

#### II.2.2. Fonction d'isolation :

Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

### Planchers à corps creux :

Les plancher à corps creux sont composés de trois éléments principaux :

Le corps creux ou **entrevous** qui servent de coffrage perdue.

Les poutrelles de béton armé ou précontraint assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.

Une dalle de compression armée ou hourdis coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

$$h_{tp} \geq L/22.5$$

avec :

$h_{tp}$  : hauteur total du plancher

$l$  : longueurs maximale entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles  
dans notre cas :  $5 - 0.3 = 4.70m$

ce qui nous donne :

$$h_{tp} \geq \frac{470}{22.5} = 20.88 \text{ cm}$$

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

on optera pour un plancher de (20+5) cm

soit (20+5) qui sera valable pour tout les étages courants

la hauteur du corps creux : 20 [cm]

la hauteur de la dalle de compression : 5 [cm]

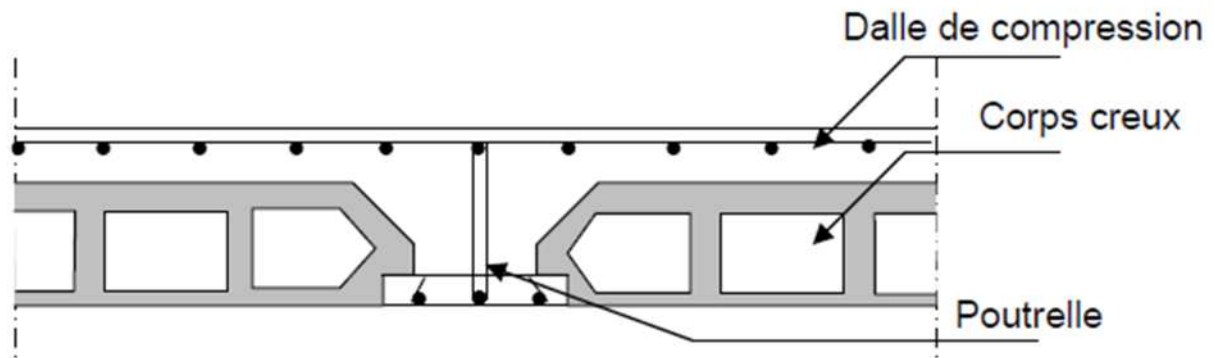


Figure II.1 : Coupe verticale d'un plancher

### Plancher en dalle pleine :

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminé par la résistance à la flexion, dans notre cas la dalle pleines est destinée pour les balcons, sa hauteur doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_t \geq \frac{L}{10}$$

avec :

$h_t$  : hauteur totale du bâtiment

$L$  : la largeur du porte à faux

Dans notre cas  $L = 100$  cm  $h_t = \frac{100}{10} = 10$  cm

On opte pour une épaisseur de  $h_t = 15$  cm

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

### II.3. Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé coulés sur place. Elles supportent les charges gravitaires et les transmettent aux poteaux.

Les poutres transmettent les charges sur appuis (tête de poteau) ou sur appuis continus (murs). Elles assurent la fonction de chaînage des éléments verticaux.

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

#### Pré dimensionnement des poutres :

D'après le BAEL 91, les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

$$-h_t : \text{hauteur comprise entre } \frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$-b : \text{largeur comprise entre } 0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

- $L_{max}$  : portée libre entre nus d'appuis.

**a) Les poutres principales :** Elles ont pré dimensionnées comme suite :

$$L_{max} = 650 - 30 = 620 \text{ cm}$$

$$\frac{620}{15} \leq h_t \leq \frac{620}{10} \Rightarrow 41.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 62 \text{ cm} \quad \text{soit } h = 45 \text{ cm}$$

$$0.4 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45 \Rightarrow 18 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm} \quad \text{soit } b = 30 \text{ cm}$$

La section des poutres principales est de : (30×45) cm

#### **Vérifications relatives aux exigences du RPA :( Art 7.5 .1du RPA99)**

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 \geq 20 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 45 \geq 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \dots\dots\dots \frac{45}{30} = 1.5 \leq 4 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

**b) Les poutres secondaires :**

$$L_{max} = 500 - 30 = 470 \text{ cm}$$

$$\frac{470}{15} \leq h_t \leq \frac{470}{10} \Rightarrow 31.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 47 \text{ cm} \quad \text{soit } h = 40 \text{ cm}$$

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \Rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \quad \text{soit } b = 30 \text{ cm}$$

La section des poutres secondaires est de : (40×30) cm

### Vérifications relatives aux exigences du RPA :( Art 7.5 .1du RPA99)

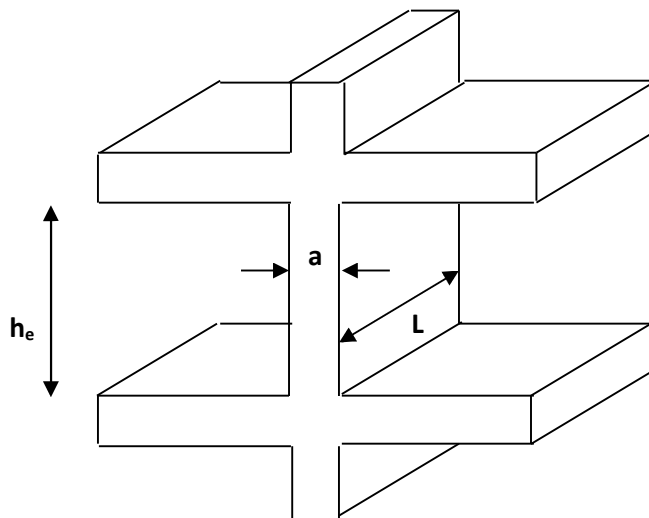
$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 \geq 20 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 45 \geq 30 \text{ cm} ? \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \dots\dots\dots \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 ? \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

### II.4. Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés, d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part, à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales. Le Pré dimensionnement se fera conformément à (RPA 99 version 2003) :



**Figure II.2 : schéma descriptif d'un voile**

#### **-L'épaisseur (a) :**

L'épaisseur (a) du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ) et des conditions de rigidités aux extrémités comme indiquées à la figure suivante :

Pour le sous sol :

$$h_e = 340 - 25 = 315 \text{ cm}$$

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

---

$$e_1 = \frac{h_e}{20} = \frac{315}{20} = 15,75 \text{ cm}$$

pour l'étage courant :

$$h_e = 360 - 25 = 335 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{h}{20} = \frac{335}{20} = 16,75 \text{ cm}$$

On prend l'épaisseur du voile  $e = 20 \text{ cm}$

### **Largeur du voile :**

La largeur du voile doit satisfaire les conditions du RPA 99 Vs 2003 suivante :

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

Avec : L : largeur du voile.

a : épaisseur du voile

$L \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$ . => La condition est vérifiée.

### **Dalle pleine :**

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

#### **a) Condition de résistance à la flexion :**

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

$$e \geq \frac{L_0}{10}$$

$L_0$ : portée libre.

e : épaisseur de la dalle.

$$e \geq \frac{240}{10} = 24 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{235}{10} = 23,5 \text{ cm}$$

**On adoptera une épaisseur de 20 cm.**

N.B : pour la facilité d'exécution on prend l'épaisseur de toutes les dalles pleines  $e = 20 \text{ cm}$

### **-Résistance au feu :**

Pour deux heures de coupe-feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 11 cm.

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

---

### **-Isolation acoustique :**

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse:

$$L = 13,3 \log (10M) \text{ si } M < 200 \text{ kg/m}^2.$$

$$L = 15 \log (M) + 9 \text{ si } M > 200 \text{ kg/m}^2.$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m<sup>2</sup>.

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm}$$

$$h_0 = 14 \text{ cm}$$

Nous prenons :

$$h_0 = 15 \text{ cm}$$

### **II.5. Les poteaux :**

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

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS considérant un effort de compression axial  $N_s$ , qui sera repris uniquement par la section du béton.

La section du poteau a déterminé est donnée par la relation suivante  $S \geq N_s / \sigma_{bc}$

Avec :

$N_s$  : effort de compressions revenant au poteau qui est considéré égal à  $(G+Q)$ .

$\sigma_{bc}$  : Contrainte admissible du béton à la compression simple.

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

L'effort normal  $N_s$  sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du BAEL 91.

### **Localisation des charges et surcharges :**

pour déterminer les charges permanentes  $G$  (KN/m<sup>2</sup>) et les surcharges d'exploitation  $Q$  (KN/m<sup>2</sup>) nous allons nous référer au DTR.C.2.2

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

---

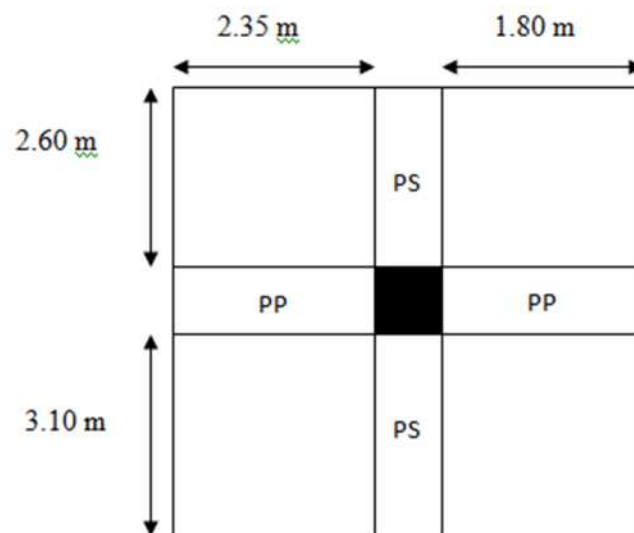
### - Surface d'influence :

Surface d'influence du poteau le plus chargé.

Aire du plancher revenant au poteau le plus chargé.

$$S_t = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_t = (2,60 \times 2,35) + (2,60 \times 1,8) + (3,10 \times 2,35) + (3,10 \times 1,80) = 23,66 \text{ m}^2$$



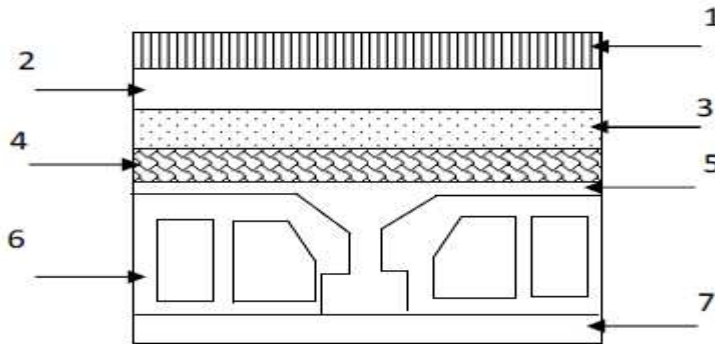
**Figure II.3 : surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité**

On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges de différents niveaux du bâtiment.

### II.6. Détermination des charges et surcharges :

#### II.6.1. Charges permanentes :

a- plancher terrasse (accessible) :



**Figure II.4 : éléments constituant le plancher terrasse**

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau 2 :

**Tableau-2 : Valeur de la charge permanente  $G_t$  du plancher terrasse :**

N°	Désignation	Epaisseur en (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection en gravillon	0.05	16	0.8
2	Etanchéité multicouche	0.05	2	0.1
3	Formes de pentes 1%	0.01	22	0.22
4	Isolation thermique	0.04	4	0.16
5	Dalle à corps creux	0.2+0.05	/	3.30
6	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
7	couche de par vapeur	0.008	12	0.01
				<b><math>G_t=4.79</math></b>

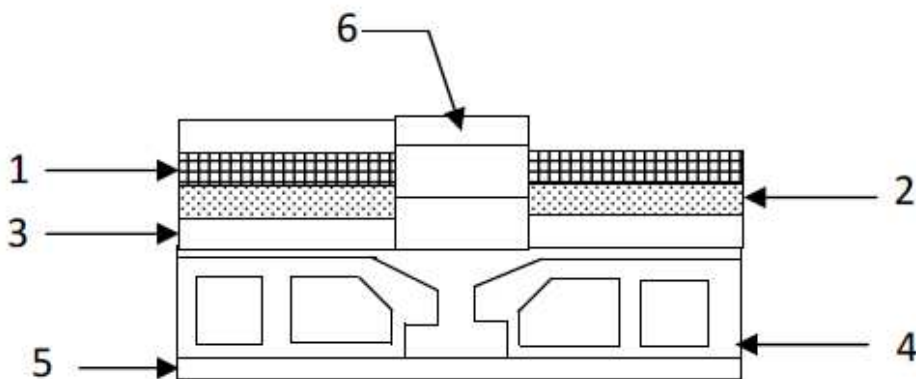
## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

### Charges permanentes en dalles pleines :

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau 3 :

N°	Désignation	Epaisseur en (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection en gravillon	0.05	16	0.8
2	Etanchéité multicouche	0.05	2	0.1
3	Formes de pentes 1%	0.10	22	0.22
4	Isolation thermique	0.04	4	0.16
5	Dalle pleine	0.2	25	5
6	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
8	couche de par vapeur	0.008	12	0.01
				<b>G<sub>t</sub>=6.49</b>

### b-Plancher étage courant



**Figure II.5 : Élément constituant les planches d'étage courant**

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau 4 :

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Tableau -4. Valeur de la charge permanente  $G_c$  de l'étage :

Valeur de i	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge $G_t$ (KN/m <sup>2</sup> )
01	Carrelage scellé	0.02	22	0.44
02	Mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Couche de sable	0.02	18	0.36
04	Dalle en corps creux	0.25	/	3.30
05	Enduit en plâtre	0.02	12	0.24
06	Cloison de séparation	/	/	1.00
				$G_t=5.74$

-Planchers dalle pleine :

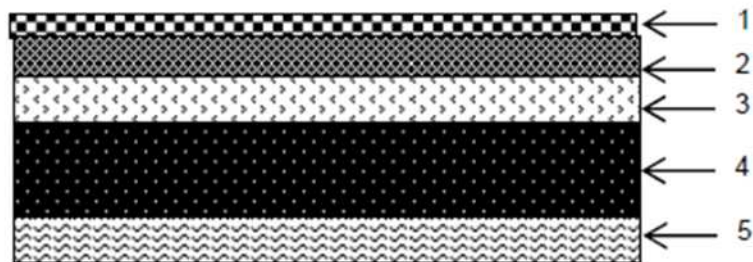


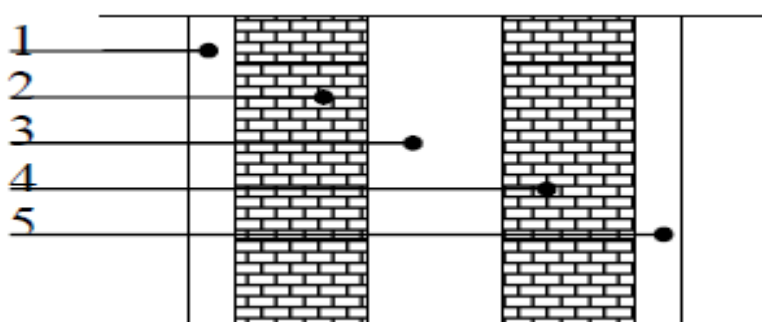
Figure II.6 : coupe transversale de la dalle pleine

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

**Tableau : Valeur de la charge permanente  $G_t$  de la dalle pleine :**

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage scellé	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en béton armé	0.2	25	5.00
5	Enduit ciment	0.02	12	0.24
				<b><math>G_t=6.44</math></b>

**Mur extérieur:** En double cloisons (avec briques creuses) d'épaisseur égale à 30 cm.



**Figure II.7 : Coupe verticale d'un mur**

**Tableau. Valeur de la charge permanente  $G$  du mur extérieure :**

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique(K /m <sup>2</sup> )	$G$ (KN / m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Lame d'air	0.05	/	0.00
4	Briques creuses	0.10	9	0.90
5	Enduit plâtre	0.02	0.1	0.20
				<b><math>G_t=2.36</math></b>

**Mur intérieur :**

N°	Eléments	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	épaisseur	Charge $G$ (KN/m <sup>2</sup> )
01	Enduit de plâtre	12	0.04	0.48
02	Brique creuse	9	0.1	0.9
				<b><math>G_t=1.38</math></b>

### L'acrotère :

On se basant sur les dimensions de l'acrotère dans le schéma illustré dans la figure ci-dessus, nous pouvons déterminer la charge permanente correspondant.

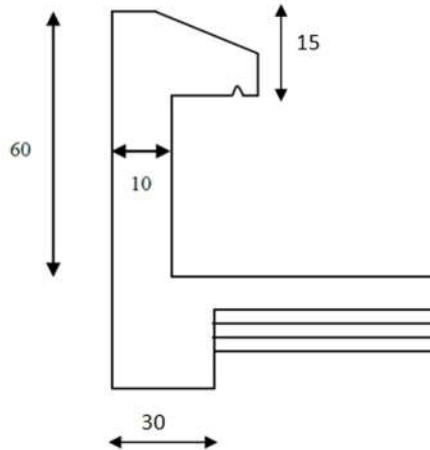


Figure II.8 : Coupe verticale de l'acrotère

$G_{acr} = \rho \text{ béton} \times (\text{section de l'acrotère}).$

$$G_{acr} = 25 \times 0.270 = 6.75 \text{ KN /ml}$$

### II.6.2. Les surcharges d'exploitations :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR (article 7.2.2) comme suite :

-Plancher terrasse	Q =1.50 KN/m <sup>2</sup>
- Plancher étage courant	Q=2.5KN/m <sup>2</sup>
- plancher rez de chaussé :	Q =2.5KN/m <sup>2</sup>
- L'acrotère	Q=1.00KN/m <sup>2</sup>
- L'escalier	Q=3.50 KN/m <sup>2</sup>
- Les balcons	Q=3.50 KN/m <sup>2</sup>

### pois propre des éléments:

**Poids du plancher**  $P = G \times S$

-Plancher terrasse :

$$P = 4.79 \times 23.66 = 113.33 \text{ KN}$$

- Plancher étage :

$$P = 5.74 \times 23.66 = 135.80 \text{ KN}$$

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

---

### Poids des poutres :

-Poutres principales :

$$P = 25(5.7 \times 0.45 \times 0.3) = 19.24 \text{KN}$$

-Poutres secondaires :

$$P = 25(4.15 \times 0.4 \times 0.3) = 12.45 \text{KN}$$

D'où le poids total  $P = 12.45 + 19.24$

Ce qui donne :  **$P = 31.69 \text{KN}$** .

### Poids des poteaux :

$$\text{Sous sol : } G = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3.40 = 7.65 \text{KN}$$

$$\text{Etage courant : } G = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3.6 = 8.1 \text{KN}$$

### Surcharges d'exploitation :

- plancher terrasse  $Q_0 = 1.50 \times 23.66 = 35.49 \text{KN}$ .

- plancher courant  $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_{13} = 4 \times 23.66 = 94.64 \text{KN}$

-Plancher RDC:  $Q_{11} = 2.5 \times 23.66 = 59.15 \text{KN}$ .

### Dégression verticale des surcharges d'exploitation:

Le règlement Algérien (DTR B.C.2.2) exige l'application de dégression des surcharges d'exploitation sur des bâtiments à grand nombre d'étages ; où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi s'applique entièrement sur tous les niveaux.

La loi de dégression est :

pour  $n \geq 5$  :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$$

$$\text{Terrasse } Q_0 = 35.49$$

$$6^{\text{eme niv}} : Q_0 + Q_1 = 130.13$$

$$5^{\text{eme niv}} : Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 274.456$$

$$4^{\text{eme niv}} : Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 364.364$$

$$3^{\text{eme niv}} : Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 416.416$$

$$2^{\text{eme niv}} : Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 473.2$$

$$1^{\text{eme niv}} : Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 520.52$$

**Tableau 5 : Dégression verticale des surcharges d'exploitation**

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

NIV	Charges permanents (KN)					Charges d'exploitations		Effort normal	Section du Poteau	
	GPlancher	GPoutr	GPotea	Gtotal	GCumul	QPlancher	QCumul	Ns=Gc+Qc	STrouvée	SAdoptée
7	113.33KN	31.69	8.1	153.12	153.12	35.49	35.49	188.61	125.74	(40×40)
6	135.80	31.69	8.1	175.59	328.71	130.13	165.62	494.33	329.55	(40×40)
5	135.80	31.69	8.1	175.59	504.3	274.45	440.07	944.37	629.58	(40×40)
4	135.80	31.69	8.1	175.59	679.89	364.36	804.43	1484.32	989.54	(40×40)
3	135.80	31.69	8.1	175.59	855.48	416.41	1220.84	2076.32	1384.21	(40×40)
2	135.80	31.69	8.1	175.59	1031.07	473.20	1694.04	2725.11	1816.74	(50×50)
1	135.80	31.69	7.65	175.14	1206.21	520.52	2214.56	3420.77	2280.51	(50×50)

### Vérification :

➤ **vérification relative aux coffrages (Art 7.4.1 RPA 99) :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

$$\text{Min (40,40)} \geq 30 \dots \text{OK}$$

$$\left. \begin{array}{l} \diamond \text{ Min (b}_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \\ \text{Min (40,40)} \geq 30 \dots \text{OK} \end{array} \right\} \text{Min (40,40)} \geq 30 \dots \text{OK}$$

$$\diamond \text{ Min (b}_1, h_1) \geq h_e/20 \Rightarrow \text{Min (40,40)} \geq \frac{360-25}{20} = 16.75 \dots \text{OK}$$

$$\diamond 1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4 \Rightarrow 1/4 \leq 40/40 = 1.00 \leq 4 \dots \dots \text{OK}$$

Toutes les conditions sont vérifiées.

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

### ➤ Condition de stabilité de forme :

- **Vérification au flambement :** on doit vérifier que l'élanement :

$$\lambda = l_f/i \leq 50$$

Avec :

$\lambda$  : Elancement du poteau

$l_f$  : Longueur de flambement ( $l_f = 0.7 h_e$ )

$i$  : Rayon de giration  $(I/B)^{1/2}$  ;  $I = bh^3 / 12$ .

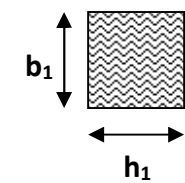
$S$  : Section transversale du Poteau ( $S = b \times h$ )

$h$  : Longueur libre du poteau.

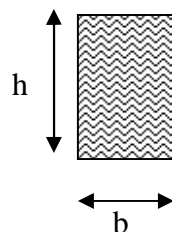
Ce qui donne  $\lambda = 2.42 l_0 / b$ .

$I$  : moment d'inertie du poteau

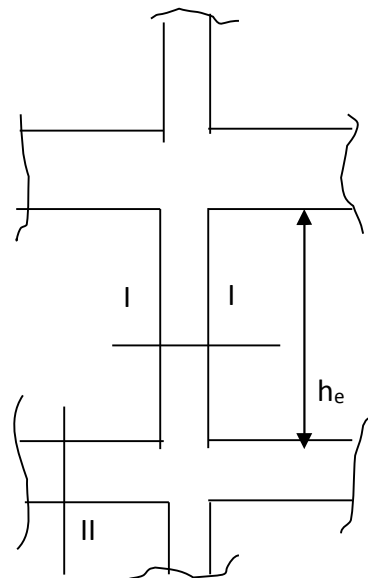
( Pour la section des poteaux on à des sections rectangulaire ).



Section I-I



Section II-II



## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

---

- Pour le sous-sol (poteau 50 x 50) ;  $l_0 = 3.40$  m ;  $\lambda = 16.45 < 50$
- Pour le RDC et le 1<sup>er</sup>, (poteau 50 x 50) ;  $l_0 = 3.60$  m ;  $\lambda = 17.42 < 50$
- Pour le 2<sup>ème</sup>, (poteau 40 x 40) ;  $l_0 = 3.60$  m ;  $\lambda = 21.78 < 50$
- Pour le 3<sup>ème</sup>, , (poteau 40 x 40) ;  $l_0 = 3,60$ m ;  $\lambda = 21.78 < 50$
- Pour le 4<sup>ème</sup> et le 5<sup>ème</sup> , (poteau 40 x 40) ;  $l_0 = 3,60$ m ;  $\lambda = 21.78 < 50$

### Conclusion :

La condition de non-flambement des poteaux est vérifiée

## III.1. Calcul de l'acrotère :

### III.1.1. Introduction :

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse, il est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse.

L'acrotère est soumis à :

- un effort (G) dû à son poids propre
- un effort horizontal ( $Q = 1\text{KN/ml}$ ) dû à la main courante qui engendre un moment (M) dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera calculé en flexion composée avec compression, et se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

### III.1.2. Dimension de l'acrotère

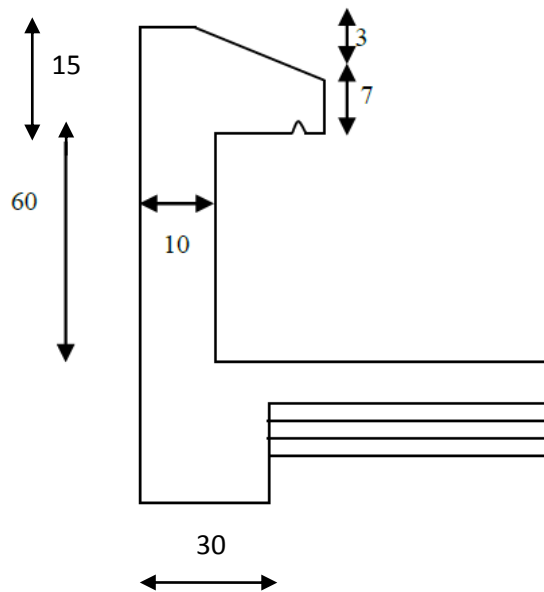
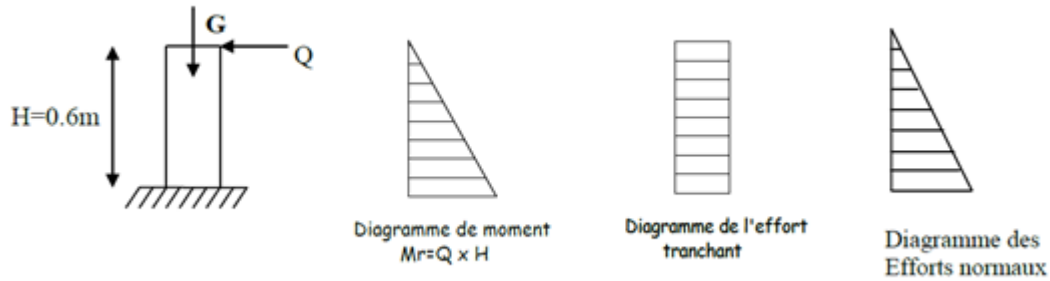


Figure.III.1 : Coupe transversale de l'acrotère

### III.1.3 Calcul des sollicitations :



**Figure.III.2 : Schéma statique de l'acrotère**

- Poids propre de l'acrotère :

Soit :  $S_{acr} = 0.270 \text{ m}^2$

On a  $G = \rho \times S \times 1m = 25 \times 0.270 = 6.75 \text{ KN/ml}$

$G = 6.75 \text{ KN/ml}$

Avec :

$\rho$  : masse volumique de béton.

$S$  : section transversale de l'acrotère.

- Surcharge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$ .
- Moment de renversement  $M$  dû à la surcharge  $Q$  :  
 $M = Q \times H = 1 \times 0.6 \times 1 \text{ ml} = 0.6 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant :  $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$
- Effort normal dû au poids propre  $G$  :  $N = G \times 1 \text{ ml} = 6.75 \text{ KN}$

### III.1.4. Combinaisons des charges :

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

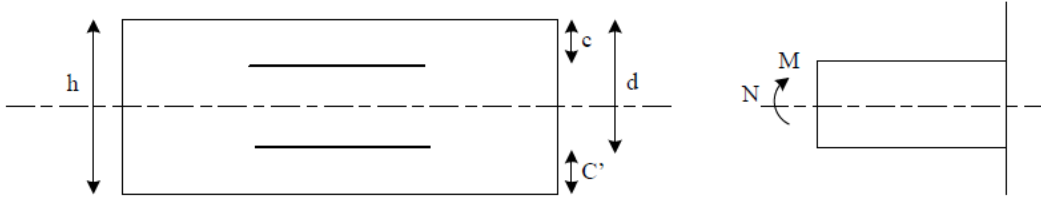
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Effort normal de compression dû à } G : N_u = 1.35G = 1.35 \times 6.75 = 9.11 \text{ KN} \\ \text{Moment de renversement dû à } Q : M_u = 1.5M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} N_s = G = 6.75 \text{ KN} \\ M_s = M_Q = 0.6 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

### c) Ferrailage de l'acrotère:

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur « $h = 10\text{cm}$ » et de largeur « $b = 100\text{cm}$ », soumise à un effort normal « $N$ » et un moment de renversement « $M$ ».



**Figure.III.3 : Schéma de calcul de l'acrotère**

$H$  : épaisseur de la section

$c$  et  $c'$  : enrobage ( la distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton

$d = h - c$  : hauteur utile

$M_f$  : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

### III.1.5. Calcul des armatures à l'ELU :

#### Calcul du centre de pression :

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures.  $N$  est un effort de compression à l'intérieur. Donc la section est partiellement comprimée.

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{9.11} = 0.1 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 0.03 \text{ m}$$

**Avec :**  $M_u$  : moment dû à la compression.

$N_u$  : effort de compression.

$e_u$  : excentricité

$e_u > \frac{h}{2} - c \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures et comme  $N_u$  est un effort de compression on constate que la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculée en flexion simple sous l'effet du moment fictif  $M_f$  puis en flexion composée.

**Calcul en de la section en flexion simple :**

- **Moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right) = 0.9 + 9.11 \left( \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 1.17 \text{ KN.m}$$

- **Moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1.17 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.013 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \text{Les armatures}$$

comprimées ne sont pas nécessaire. Avec :  $f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$

$$\mu_b = 0.013 \Rightarrow \beta = 0.994$$

- **Armatures fictives:**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{1.17 \times 10^3}{0.994 \times 8 \times \frac{400}{1.15}} = 0.423 \text{ cm}^2$$

**Calcul en flexion composée des armateurs réels:**

La section réelle des armatures :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.423 - \frac{9.11}{34.8} = 0.16 \text{ cm}^2$$

**Vérification à l'ELU :**

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

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - (0.455 \times d)}{e_s - (0.185 \times d)} \right] = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \left[ \frac{8.88 - (0.455 \times 8)}{8.88 - (0.185 \times 8)} \right] = 0.708 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{6.75} = 0.088 \text{ m} = 8.88 \text{ cm}$$

**Conclusion :**

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_s = A_{min} = 0.708 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

## Chapitre III : calcul des éléments

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA8 = 0.85cm<sup>2</sup> avec un espacement  $S_t = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}$

**-Vérification au cisaillement :** (BAEL 91 art 5.11) :

Nous avons une fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right) = 2.5 \text{ MPA}$$

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

Avec :  $V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{10^3 \times 80} = 0.01875 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  : La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**-Vérification de l'adhérence des barres :** (BAEL 99/ art A .6.11.3)

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

$\psi_s$  : coefficient de scellement ; ( $\psi_s = 1$  pour aciers lisses,  
 $\psi_s = 1.5$  pour aciers HA)

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

Avec :  $\sum u_i$  : Somme de périmètres utiles de barres.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \Phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 80 \times 100.5} = 0.2 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$  Condition vérifiée  $\Rightarrow$  les armatures transversales ne sont pas nécessaires.  
Longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2)

$$L_s = 40\Phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$$

## Chapitre III : calcul des éléments

### -Espacement des barres :

- **Armatures principales** :  $S_t=25 \text{ cm} < \text{Min} (3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$ .
- **Armatures de répartition** :  $S_t=20 \text{ cm} < \text{Min} (3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$ .

### Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier :

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

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

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\Rightarrow \rho_1 = \frac{100 A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251 \quad \Rightarrow \beta_1 = 0.920$$

$$\Rightarrow K_1 = 47.5$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.920 \times 8 \times 2.01} = 40.56 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \{ 0.5 f_e , 110 \sqrt{n f_{t28}} \} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{40.56}{47.5} = 0.85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier : ( BAEL99 [Art. A.4.5.23] )

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

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

Avec :  $\eta = 1,6$  : coefficient de fissuration (barres à haute adhérence)

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

—

## Chapitre III : calcul des éléments

---

$$\sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = 40.56 \text{ MPa} \implies \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \implies \text{condition vérifiée}$$

D'où le ferrailage adopté à l'ELU est justifié à l'ELS.

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

L'acrotère est un élément non structurel soumis à une force horizontale qui doit être inférieure à la main courante.

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

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

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone A=0.15 en zone II (groupe d'usage 2).

$C_p$  : Facteur de force horizontale ( $C_p = 0.8$ )

$W_p$  : Poids de l'acrotère = 1.925KN/ml.

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.925 = 0.924 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$\implies$  condition vérifiée.

### III.2.Calcul des planchers :

#### III.2.1. Introduction :

Le plancher est constitué de corps creux et une dalle de compression (20+5), reposant sur des poutrelles préfabriquées espacées de 65cm. Elles sont disposées dans le sens de la petite portée .ces derniers possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

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

La dalle de compression est coulée sur place, sera armée d'un treille soudé de type TLE520, avec une limite d'élasticité  $F_e = 520\text{MPa}$  dans les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser : (BAEL91 /B.6.8.423).

- 20cm (5pm) pour les armatures  $\perp$  (perpendiculaire) aux poutrelles.
- 33cm (3pm) pour les armatures  $//$  (parallèle) aux poutrelles.

La largeur de l'hourdis :

$50\text{cm} \leq L' \leq 80\text{ cm}$  ( $L'$  : entre axe des poutrelles).

#### - Ferrailage de la dalle de compression :

##### ▪ Armature perpendiculaire aux poutrelles :

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

Avec :

$l'$  : entre axes des poutrelles

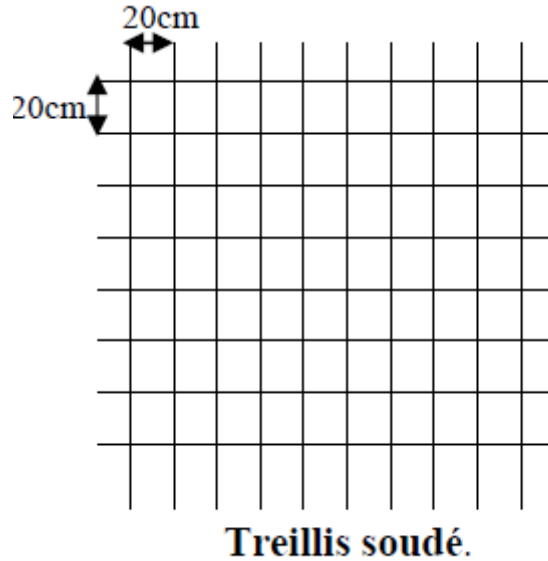
$F_e$  : la nuance de treillis soudé

Nous adopterons une section de 6T6 ( $A_{\perp}=1.17 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de 20cm.

##### • Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.17}{2} = 0.58 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous adopterons une section de 6T6 ( $A_{\perp}=1.17 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de 20cm.



**Figure III.4 : Schéma du treillis soudé**

**Conclusion :**

Nous adopterons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (6 ×6x200x200).

**III.2.3.Calcul des poutrelles :**

Nous nous intéressons à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité, c'est-à-dire celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation. Elle se calcule comme une section en **T**.

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

Avec :

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles. (65-12), (L=53cm)

L<sub>1</sub> : longueur de la plus grande travée.

b<sub>0</sub> : largeur de la nervure.

h<sub>0</sub> : épaisseur de la dalle de compression. (h<sub>0</sub>=5cm).

**Application :**

$$b_1 \leq \min\left(\frac{53}{2}, \frac{650}{10}, 8 \times 5\right)$$

$$b_1 \leq \min(26.5, 65, 40)$$

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

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

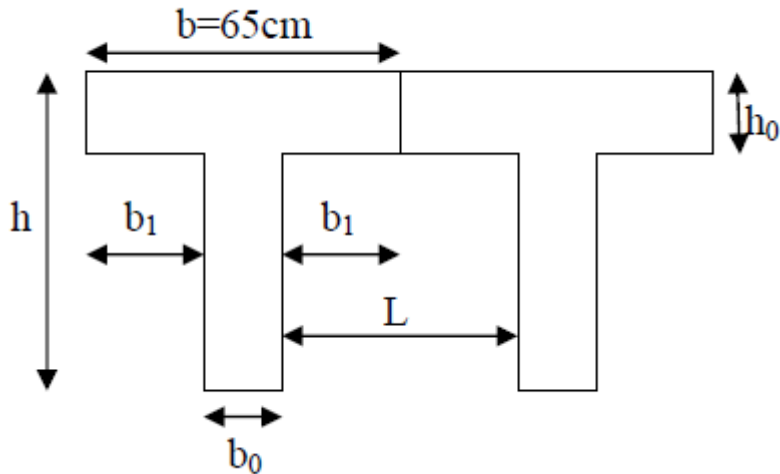


Figure III.5 : Construction de la section en T

Le calcul de la poutrelle se fait en deux étapes :

**Etape1: Avant coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités, elle doit supporter en plus de son poids propre la charge due à la main d'œuvre et le poids du corps creux.

**Chargement :**

- Poids propre :  $G = 0,05 \times 0,12 \times 25 = 0,15 \text{ kN/ml}$
- Poids du corps creux :  $G' = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ kN/ml}$
- Poids de la main d'oeuvre :  $Q = 1 \text{ kN/ml}$

La hauteur de la poutrelle est de ..... $h = 25 \text{ cm}$

La hauteur de la dalle de compression... $h_0 = 5 \text{ cm}$

La largeur de la nervure ..... $b_0 = 12 \text{ cm}$

Enrobage ..... $c = 3 \text{ cm}$

La largeur de la dalle de compression .... $b = 65 \text{ cm}$

### Ferraillage à l'ELU

La combinaison de charge à considérer est :  $q_u = 1,35G + 1,5Q$   
 $q_u = 1,35 (0,15 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$ .

### Moment en travée :

$$M_u = \frac{ql^2}{8} = \frac{2,5 \times 6,5^2}{8} = 13,20 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 13,20 \text{ KN.m}$$

### Calcul de l'effort tranchant :

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{2,5 \times 6,5}{2} = 8,125 \text{ KN}$$

### Calcul des armatures :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{13,20 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 19,366 > \mu_r = 0,394 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPA}$$

**Remarque :** Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir un étayage pour soulager la poutrelle qui doit supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

### Etape 2 : Après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire à cette dernière, elle sera calculée comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis et supportant son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle en plus des surcharges éventuellement revenant au plancher pour déterminer les moments en travées et aux appuis et les efforts tranchants, le BAEL 91 propose deux méthodes de calcul usuelles qui sont :

-La méthode forfaitaire.

-La méthode des trois moments.

#### a) Charges et surcharges :

Poids propre du plancher :  $G = 5,74 \text{ KN/ml}$ .

$$G_1 = 5,74 \times 0,65 = 3,731 \text{ KN/ml}$$

Charge d'exploitation :  $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$

$$Q_1 = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml}$$

-Poids propre de la poutrelle :  $G_2 = 0,15 \text{ KN/ml}$

$$G = G_1 + G_2 = 3,731 + 0,15 = 3,881 \text{ KN/ml}$$

### 2) Combinaison de charge :

**ELU** :  $q_u = 1,35 G + 1,5Q = 1,35(3.881) + 1,5(1,625) = 7.67 \text{ KN/ml}$

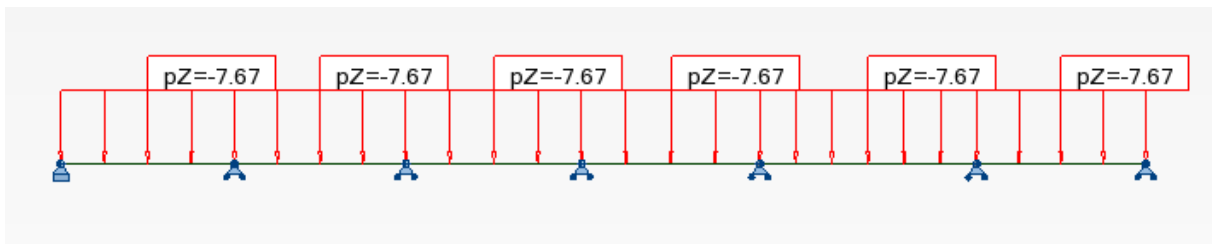
**ELS** :  $q_s = G + Q = 3.881 + 1,625 = 5.506 \text{ KN/ml}$  .

#### -Choix de la méthode de calcul :

La détermination des efforts internes dans les poutrelles se fera grâce à la méthode des éléments finis (MEF) en utilisant le logiciel Robot.

#### Application de la méthode :

❖ à L'ELU :



**Figure III.6 : Schéma statique de la poutrelle**

Moments aux appuis :

$M_0 = 0 \text{ KN.m}$        $M_1 = -12.75 \text{ KN.m}$        $M_2 = -9.65 \text{ KN.m}$        $M_3 = -10.06 \text{ KN.m}$

$M_4 = -13.77 \text{ KN.m}$        $M_5 = -15.99 \text{ KN.m}$        $M_6 = 0 \text{ KN.m}$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Barre/Noeud/Cas	MY [kNm]
1/ 1/ 1	0,00
1/ 2/ 1	-12,75
2/ 2/ 1	-12,75
2/ 3/ 1	-9,65
3/ 3/ 1	-9,65
3/ 4/ 1	-10,06
4/ 4/ 1	-10,06
4/ 5/ 1	-13,77
5/ 5/ 1	-13,77
5/ 6/ 1	-15,99
6/ 6/ 1	-15,99
6/ 7/ 1	0,0

## Chapitre III : calcul des éléments

Moments en travées :

Travée (0-1) :  $X_{\max} = 1.57\text{m} \Rightarrow M(1.57) = 9.63 \text{ KN.m}$

Travée (1-2) :  $X_{\max} = 2.07 \text{ m} \Rightarrow M(2.07) = 3.80 \text{ KN.m}$

Travée (2-3) :  $X_{\max} = 2.01\text{m} \Rightarrow M(2.01) = 5.87 \text{ KN.m}$

Travée (3-4) :  $X_{\max} = 1.94\text{m} \Rightarrow M(1.94) = 4.25 \text{ KN.m}$

Travée (4-5) :  $X_{\max} = 2.43\text{m} \Rightarrow M(2.43) = 9.10\text{KN.m}$

Travée (5-6) :  $X_{\max} = 2.50\text{m} \Rightarrow M(2.50) = 7.68 \text{ KN.m}$

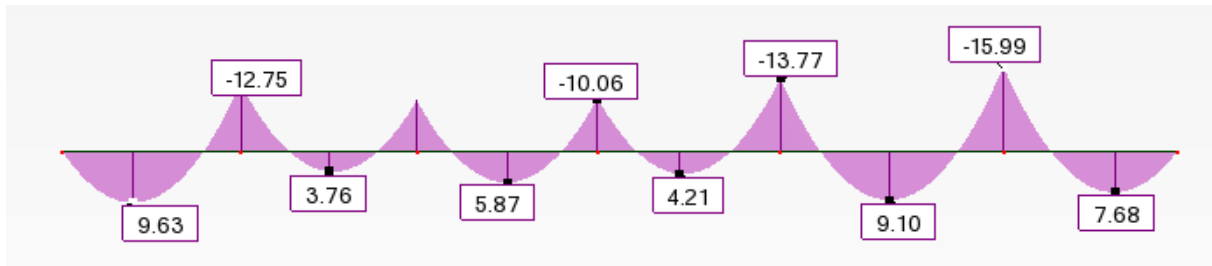


Figure III.7 : diagramme des moments à l'ELU

### Remarque :

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

-Augmentation de  $\frac{1}{3}$  pour les moments en travée.

-Diminution de  $\frac{1}{3}$  pour les moments aux appuis.

### Correction des moments :

Aux appuis :

$$M_0 = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -9.08\text{Kn.m}$$

$$M_1 = -8.41\text{Kn.m}$$

$$M_5 = -10.55\text{Kn.m}$$

$$M_2 = -6.37 \text{ Kn.m}$$

$$M_6 = 0 \text{ Kn.m}$$

$$M_3 = -6.64 \text{ Kn.m}$$

## Chapitre III : calcul des éléments

---

### Les moments en travées :

$$M_1 = 12.81 \text{ Kn.m}$$

$$M_4 = 5.65 \text{ Kn.m}$$

$$M_2 = 5.05 \text{ Kn.m}$$

$$M_5 = 12.10 \text{ Kn.m}$$

$$M_3 = 7.81 \text{ Kn.m}$$

$$M_6 = 10.21 \text{ Kn.m}$$

### -Calcul des efforts tranchant :

En utilisant le logiciel ROBOT :

#### Travée (0-1)

$$T(0) = 12.15 \text{ KN}$$

$$T(4) = -18.53 \text{ KN}$$

#### Travée (1-2) :

$$T(0) = 15.93 \text{ KN}$$

$$T(3.95) = -14.36 \text{ KN}$$

#### Travée (2-3) :

$$T(0) = 15.43 \text{ KN}$$

$$T(4.05) = -15.63 \text{ KN}$$

#### Travée (3-4) :

$$T(0) = 14.82 \text{ KN}$$

$$T(4.10) = -16.63 \text{ KN}$$

#### Travée (4-5) :

$$T(0) = 18.63 \text{ KN}$$

$$T(5) = -19.62 \text{ KN}$$

#### Travée (5-6) :

$$T(0) = 19.06 \text{ KN}$$

$$T(3.90) = -10.86 \text{ KN}$$

# Chapitre III : calcul des éléments

Les résultats sont illustres dans le tableau suivant :

Barre/Noeud/Cas	FZ [kN]
1/ 1/ 1	12,15
1/ 2/ 1	-18,53
2/ 2/ 1	15,93
2/ 3/ 1	-14,36
3/ 3/ 1	15,43
3/ 4/ 1	-15,63
4/ 4/ 1	14,82
4/ 5/ 1	-16,63
5/ 5/ 1	18,73
5/ 6/ 1	-19,62
6/ 6/ 1	19,06
6/ 7/ 1	-10,86

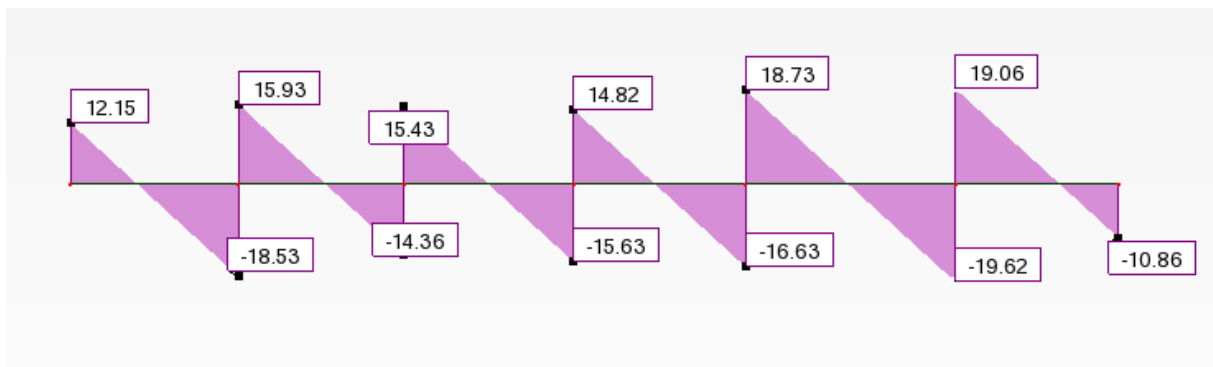


Figure III.8 : diagramme des efforts tranchants à l'ELU

### III.2.4. Calcul des armatures (à l'ELU) :

$h=25\text{cm}$

$h_0=5\text{cm}$      $b=65\text{cm}$

$b_0 = 12\text{cm}$

$b_1= 26.5\text{cm}$      $d=22\text{cm}$

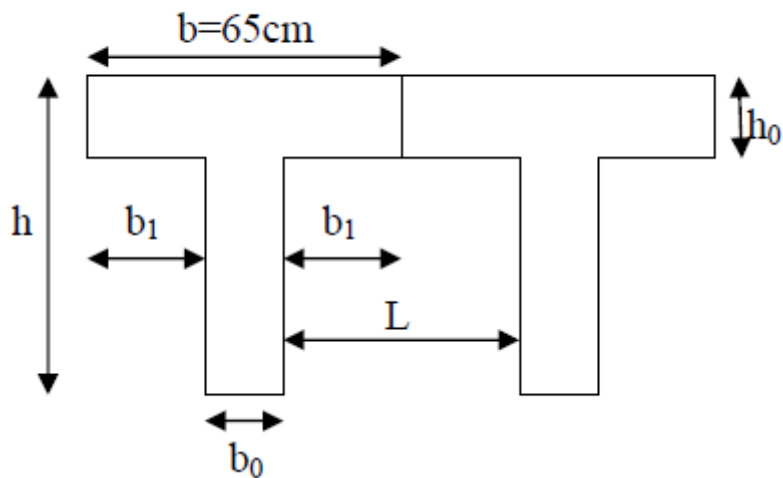


Figure III.9 : Dimension de la section en T

## Chapitre III : calcul des éléments

Le ferrailage se fera à l'ELU on optera pour le moment maximale en travée et sur appuis :

$$M_{max}^t = 12.81 \text{ KN.m}$$

$$M_{max}^a = 10.55 \text{ KN.m}$$

**Armatures longitudinale :**

**En travée :**

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = f_{bc} \cdot b \cdot h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 10^3 \times 0.65 \times 0.05 \left( 0.22 - \frac{0.05}{2} \right) = 89.99 \text{ KN.m}$$

On remarque que:

$M_0 > M_{max}^t = 12.81 \text{ KN.m} \Rightarrow$  l'axe neutre se situe dans la table de compression et comme la traction du béton est négligeable, nous faisons le calcul comme une section rectangulaire de dimension  $65 \times 25 \text{ cm}$  soumise à un moment  $M_t = 4.94 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_{max}^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{12.81}{0.65 \times 0.22^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.028 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0.028 \Rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_t = \frac{M_{max}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12.81 \times 10^3}{0.986 \times 22 \times 348} = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis:**

Puisque le béton tendu est négligeable nous faisons le calcul comme une section rectangulaire ( $b_0 \times h = 12 \times 25$ )

$$\mu_b = \frac{M_{max}^a}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{10.55}{0.12 \times 0.22^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.127 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0.128 \Rightarrow \beta = 0.931$$

**D'où :**

$$A_t = \frac{M_{max}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10.55 \times 10^3}{0.931 \times 22 \times 348} = 1.48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

## Chapitre III : calcul des éléments

**-Calcul les armatures transversales** :(article : A.7.2, 2 B.A.E.L 91) :

Le diamètre des armatures d'âme d'une poutrelle est donnée par :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l\right) = \min\left(\frac{25}{35}, \frac{12}{10}, 1.2\right) = 0.71 \text{ cm}$$

Avec :

- $\phi_t$  : diamètre des armatures transversales
- $\phi_l$  : diamètres maximale des armatures longitudinale
- h : Hauteur totale de la poutrelle (h=25cm).
- b<sub>0</sub> : Largeur de l'âme (b<sub>0</sub>=12cm).

Nous adopterons  $A_t = 2HA8 = 1 \text{ cm}^2$

• **Espacement des armatures transversales** : (article : A.5.1.22 B.A.E.L91)

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 22 ; 40) = 19.8 \text{ cm}$$

Soit un espacement  $S_t = 19 \text{ cm}$  constant le long de la poutrelle la section des armatures doit vérifier la condition suivante [Art A.5.1,23/BAEL 91 modifiée 99] :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 s_t} = \frac{1 \times 400}{12 \times 19} = 1.754 > 0.4 \Leftrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### III.2.5. Les vérifications :

**-Vérification de la condition de non fragilité du béton** :(BAEL 91 Art 4.2,1)

$$A_{\min} = 0,23 b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 22 \times \frac{2,1}{400} = 0,318 \text{ cm}^2$$

**En travée** :  $A_t = 2,26 \text{ cm}^2 > 0,31 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.

**Aux appuis** :  $A_a = 2,26 \text{ cm}^2 > 0,31 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.

**Vérification de la contrainte tangentielle** : (BAEL 91 Art 5.12.11)

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{19.62 \times 10^3}{120 \times 220} = 0.743 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u^- = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{avec } (\gamma_b = 1.5)$$

$\tau_u = 0.743 \text{ MPa} < \tau_u^- = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$  condition vérifiée.

## Chapitre III : calcul des éléments

**Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis) :**  
(BAEL 91 Art 5.1.313)

On doit vérifier que :

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0 = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1} \times 19,8 \times 12 = 158,4 \text{KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Avec : } T_{\max} = 19,62 \text{ KN}$$

$$a = 0,9d = 0,9 \times 22 = 19,8 \text{ cm}$$

**Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**  
(BAEL 91 Art A 6.1.3)

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{19,62 \times 10}{0,9 \times 220 \times (2 \times 3,14 \times 1,2)} = 0,131 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = \psi f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

**Avec:**

$$\psi = 1,5 \text{ pour l'acier HA}$$

$\sum U_i$ : Périmètre des aciers.

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_s \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Calcul de la longueur de scellement droit : (art 6.1.23/BAEL 99)**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}^-}$$

avec :

$$\psi = 1,5 \text{ pour l'acier HA}$$

$$\tau_{su}^- = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

**-La longueur d'ancrage mesurée hors crochets :(BAEL 91 Art A 6.1)**

$$L_c = 0,4 l_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm}$$

## Chapitre III : calcul des éléments

### III.2.6. Calcul à l'ELS :

La détermination des moments fléchissant à l'ELS se fera par la méthode des éléments finis (MEF) par le logiciel ROBOT

Les valeurs des moments à l'ELS sont représentées sur le diagramme du moment fléchissant suivant :

Barre/Noeud/Cas	MY [kNm]
1/ 1/ 1	0,00
1/ 2/ 1	-9,16
2/ 2/ 1	-9,16
2/ 3/ 1	-6,93
3/ 3/ 1	-6,93
3/ 4/ 1	-7,23
4/ 4/ 1	-7,23
4/ 5/ 1	-9,89
5/ 5/ 1	-9,89
5/ 6/ 1	-11,48
6/ 6/ 1	-11,48
6/ 7/ 1	0,00

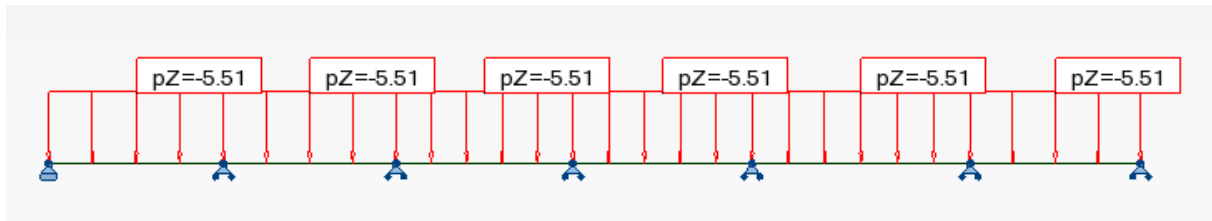


Figure III.10 : Schéma statique de la poutrelle

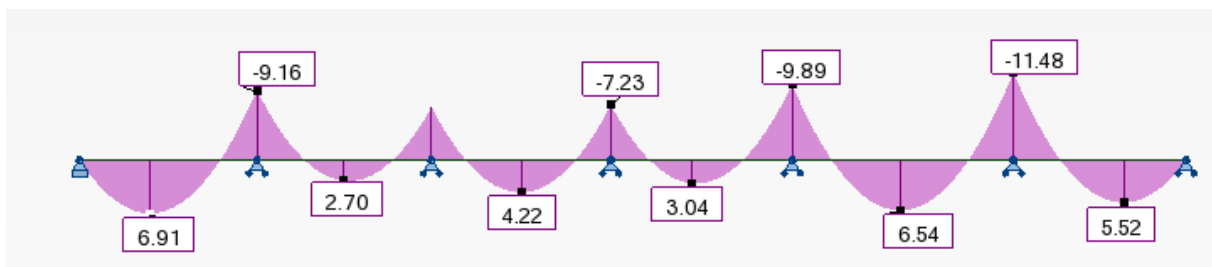


Figure III.11 : diagramme des moments à l'ELS

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- Etat limite de résistance de béton en compression ;
- Etat limite de déformation ;
- Etat limite de fissures.

## Chapitre III : calcul des éléments

- **Etat limite de résistance à la compression :**(BAEL 91 / Art A4.5.2)

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$$

La contrainte de compression est limitée à :

$$\sigma_{bc}^- = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

### **En travée :**

La fissuration étant peu nuisible on doit vérifier :

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 22} = 0.856$$

### **Etat limite de déformation :(vérification de la flèche) :**

Les règles (Art.B.6.5,2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_s^t}{10 M_0} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Avec :

$M_0$  : Moment max de la travée isostatique

$L$  : portée entre nus d'appuis.

$M_t$  : moment max en travée.

$b_0$  : largeur de nervure.

$A$  : section d'armature.

$d$  : hauteur utile de la section droite

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{500} = 0.05 \leq \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

Donc on doit calculer la flèche :

$$f \leq f^- = \frac{L}{500} = 1$$

$$f = \frac{M_t^s L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

$f^-$  : La flèche admissible

$E_v$  : module de déformation différée

## Chapitre III : calcul des éléments

---

$$E_v = 3700^3 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt[3]{25} = 10818.88 \text{ MPa}$$

$I_{fv}$  : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée

$\lambda_i$  : pour les déformations instantanées ;

$\lambda_v$  : pour les déformations de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda \mu}$$

$I_0$  : moment d'inertie total de la section homogénéisée ( $n=15$ ) par rapport au CDG de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - c' \right)^2 + A'_s \left( \frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

Dans notre cas  $A'_s = 0$

$$I_0 = \frac{65 \times 25^3}{12} + 15 \left[ 2.26 \left( \frac{25}{2} - 3 \right)^2 \right] = 87694.89 \text{ cm}^4$$

$$y_1 : \text{position de l'axe neutre} \quad y_1 = \frac{S_{XX}}{B_0}$$

$$B_0 = b_0 (h - h_0) + b h_0 + n A_t = 12 (25 - 5) + 65 \times 5 + 15 \times 2.26 = 598.9 \text{ cm}^2$$

$$S_{XX} = b_0 h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) h_0 \times \frac{h_0}{2} + 15 A_t d$$

$$S_{XX} = 12 \times 25 \times \frac{25}{2} + (65 - 12) \times 5 \times \frac{5}{2} + 15 \times 2.26 \times 22 = 5158.3 \text{ cm}^3$$

$$y_1 = \frac{5158.3}{598.9} = 8.61 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 16.39 \text{ cm}$$

Avec :

$A_s$  : section d'armatures tendues ;

$B_0$  : section du béton ;

$S_{XX}$  : moment statique par rapport à l'axe XX passant par le centre de gravité de la section ;

$\rho$  : le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures) ;

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{2.26}{12 \times 22} = 0.008 \Rightarrow K_1 = 297.5 \Rightarrow \beta_1 = 0.984$$

La contrainte dans les aciers tendus est donnée par :

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{\beta_1 d A_t} = \frac{6.91 \times 10^6}{0.984 \times 220 \times 226} = 141.23 \text{ MPa}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) 0.008} = 5.14$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = 0.445$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = 29344.5621 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 2.056$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 87694.89}{1 + 2.056 \times 0.445} = 50375.14831 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{M_t^S L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{6.91 \times 10^6 \times (5000)^2}{10 \times 10818.88 \times 50375.14831 \times 10^4} = 3.16 \text{ mm}$$

$$f_v = 3.16 \text{ mm} < f^- = 10 \text{ mm}$$

$$f_i = \frac{M_t^S L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{6.91 \times 10^6 \times (5000)^2}{10 \times 32164.195 \times 29344.5621 \times 10^4} = 1.83 \text{ mm}$$

$$f_i = 1.83 \text{ mm} < f^- = 10 \text{ mm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

### III.2.7. Plancher en dalle pleine :

Les dalles pleines sur appuis continus (comme dans notre cas) peuvent porter dans deux directions (**BAEL-Art A-5.2, 1**) ou bien dans une seule.

La dalle est considérée comme portant dans deux directions ; si :  $0.4 \leq \rho = \frac{l_x}{l_y} \leq 1$

La dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de la petite portée ; si :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \leq 0.4$$

La méthode de calcul se fera en utilisant la méthode exposée au **BAEL91/modifiée99**.

#### III.2.7.a. Méthode de calculs :

Soit  $q$  la charge uniformément répartie sur le panneau par unité de longueur

- **A L'ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1.35 \times 6.44 + 1.5 \times 2.5 = 12.44 \text{ KN/ml}$$

## Chapitre III : calcul des éléments

- **A L'ELS :**

$$q_s = G + Q = 6.44 + 2,50 = 8.94 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5.75}{6.50} = 0.88 \Rightarrow 0,4 < \rho < 1$$

Donc la dalle est considérée comme portant dans deux sens

$$\text{Sens } x \rightarrow M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$\text{Sens } y \rightarrow M_{oy} = \mu_y \cdot M_x$$

$\mu_x, \mu_y$  : Sont des coefficients multiplicateurs donnés en fonction de  $\rho$  et de  $\nu$  qui est le coefficient de poisson.

D'après l'article A.2.1, 3 du BAEL précise que :

$$\nu = 0 \text{ à l'ELU}$$

$$\nu = 0,2 \text{ à l'ELS}$$

$$\rho = 0,88 \Rightarrow \mu_x = 0.0478 ; \mu_y = 0.740$$

$$M_{ox} = 0.0478 \times 12.44 \times (5.75)^2 = 19.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = 0.740 \times 19.66 = 14.55 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{oy}}{M_{ox}} = \frac{14.55}{19.66} = 0.74 > 0.25$$

### Remarque :

Les dalles encastées totalement ou partiellement sur leur contour sont calculées à la flexion sur la base des efforts qui s'y développeraient si elles étaient articulées sur leurs contours (BAEL ArtA-8-2-32).

Dans la portée principale  $l_x$ , on doit respecter :

$$1) M_{tx} + \frac{M_{wx} + M_{wy}}{2} \geq 1.25 M_{ox}$$

$$2) M_{tx} \leq M_{ox}$$

### -Calcul des moments :

$$M_{tx} = 0.85 M_{ox} = 0.85 \times 19.66 = 16.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{oy} = 0.75 \times 14.55 = 10.91 \text{ KN.m}$$

### Moments aux appuis :

Dans le sens y-y on peut considérer le panneau comme un panneau intermédiaire.

$$M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -0.5 \times 19.66 = -9.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -0.5 \times 19.66 = -9.83 \text{ KN.m}$$

### III.2.7.b. Ferrailage

**Sens de la petite portée x-x :**

**En travée :**

$$M_{tx} = 16.71 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b d_x^2 f_{bu}} = \frac{16.71}{1 \times 0.13^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.069 < 0.392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.069 \implies \beta_1 = 0.965$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta d_x f_{bu}} = \frac{16.71}{0.965 \times 0.13 \times 348 \times 10^{-1}} = 3.82 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis:**

$$M_{ax} = -9.83 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ax}}{b d_x^2 f_{bu}} = \frac{9.83}{1 \times 0.13^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.040 < 0.392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.040 \implies \beta_1 = 0.998$$

$$A_{tx} = \frac{M_{ax}}{\beta d_x f_{bu}} = \frac{9.83}{0.998 \times 0.13 \times 348 \times 10^{-1}} = 2.17 \text{ cm}^2$$

**Sens de la grande portée y-y**

**En travée :**

$$M_{ty} = 16.71 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{b d_y^2 f_{bu}} = \frac{10.91}{1 \times 0.13^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.045 < 0.392 \text{ SSA}$$

$$\mu_u = 0.045 \implies \beta_1 = 0.976$$

$$A_{tx} = \frac{M_{ty}}{\beta d_x f_{bu}} = \frac{10.91}{0.976 \times 0.13 \times 348 \times 10^{-1}} = 2.45 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ay}}{b d_x^2 f_{bu}} = \frac{9.83}{1 \times 0.13^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.040 < 0.392 \text{ SSA}$$

$$\mu_u = 0.040 \Rightarrow \beta_1 = 0.998$$

$$A_{tx} = \frac{M_{ay}}{\beta d_x f_{bu}} = \frac{9.83}{0.998 \times 0.13 \times 348 \times 10^{-1}} = 2.17 \text{ cm}^2$$

### III.2.7.c. Vérification à l'ELU :

**Condition de non fragilité : (Art.B.7.4 /BAEL91)**

$$A_{\min} = \frac{\rho_0}{2} \left( 3 - \frac{l_x}{l_y} \right) bh \quad \text{avec : } \rho_0 = 0,0008$$

$$A_{\min} = \frac{0.0008}{2} \left( 3 - \frac{5.75}{6.50} \right) \times 100 \times 13 = 1.10 \text{ cm}^2$$

**Armatures supérieures :**

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

**Remarque :**

Toutes les sections calculées sont inférieures à la section minimale donc on opte pour  $A_{\min}$ .

- Pour les armatures inférieures  $A_{\min} = 1.10 \text{ cm}^2$

Soit **4HA12=4,52cm<sup>2</sup>**

- Pour les armatures supérieures  $A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2$

Soit **4HA12=4,52cm<sup>2</sup>**

**Diamètre maximal des armatures :**

On doit vérifier que :

$$\varnothing_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$\varnothing_{\max} = 12 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm}$ .....condition vérifiée.

**Ecartement des barres : (Art ; A8.2,42 /BAEL91) :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas excéder la plus faible des deux valeurs suivantes :

**En région centrale du panneau :**

**Armatures  $A_x/L_x$  :**

$S_t = 20 \text{ cm} < \min \{ 3h, 33 \text{ cm} \} = 33 \text{ cm}$ .....condition vérifiée.

### Armatures $A_y/L_y$ :

$S_t = 20\text{cm} < \min\{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$ ..... condition vérifiée.

Donc les armatures sont convenablement réparties.

### Vérification de l'effort tranchant : (Art A.3.2.5/BAEL91) :

#### -Sens x-x :

$$V_u = \frac{P}{3l_y} = \frac{12.44(5.75 \times 6.50)}{3 \times 6.50} = 23.84 \text{ KN} \quad (\text{Avec } P : \text{Charge totale})$$

#### -Sens y-y :

$$V_u = \frac{P}{2l_y + l_x} = \frac{12.44(5.75 \times 6.50)}{2 \times 6.50 + 5.75} = 24.79 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{max}}{bd} \leq \tau_u^-$$

$$\tau_u = \frac{24.79 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.190 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^- = \min\left\{\frac{0.2f_{cj}}{1.5}, 5\text{MPa}\right\} = \min\{3.33\text{MPa}, 5\text{MPa}\} = 3.33\text{MPa}$$

$\tau_u = 0.190\text{Mpa} < 3.33\text{Mpa}$  .....Vérifiée.

### Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres : ( Art A6.1.3 /BAEL91)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u} = \frac{24.79 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 14.2 \times 4 \times 0.012} = 0.310$$

$\tau_{se} < \tau_{se}^- = 3.15\text{MPa}$ .....condition vérifiée

### III.2.7.d.Vérification à l'ELS :

$q_s = 8.94\text{KN/ml}$

#### Calcul des moments :

$$M_{0x}^{ser} = \mu_x \cdot q_s l_x^2 = 0.0549 \times 8.94 \times 5.75^2 = 16.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y}^{ser} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.818 \times 16.22 = 13.26 \text{ KN.m}$$

- **En travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 16.22 = 13.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 13.26 = 9.94 \text{ KN.m}$$

- **Aux appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 16.22 = -8.11 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton : (Art.A.4.5, 2/BAEL 91 modifié 99)**

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{tx}}{b \times d_x} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.347$$

$$\rho_1 = 0.347 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0.908 ; \alpha_1 = 0.275$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.275}{15(1 - 0.275)} = 0.025$$

$$\sigma_{st} = A_{tx} = \frac{M_{tx}^{ser}}{\beta_1 d_x A_{st}} = \frac{13.78 \times 10^{-3}}{0.908 \times 0.13 \times 4.52 \times 10^{-4}} = 258.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = K \cdot \sigma_{st} = 0.025 \times 258.27 = 6.45 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 258.27 \text{ MPa} < 400 .$$

➤ **Etat limite de déformation :**

Pour ne pas avoir à faire une vérification de la flèche, le **BAEL (Art B-7.5)** exige que la condition suivante soit vérifiée :

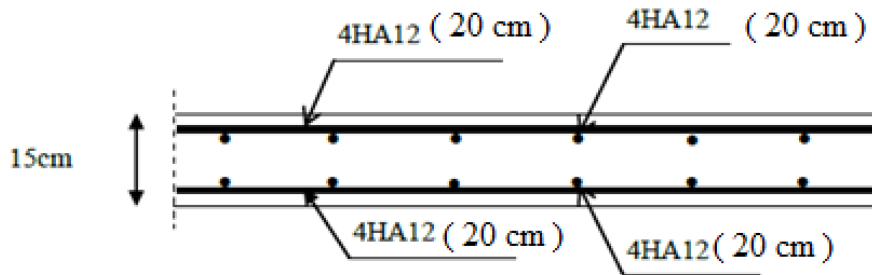
$$h \geq \max \left[ \frac{3}{80} ; \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_{0x}^{ser}} \right] \times l_x$$

## Chapitre III : calcul des éléments

$$h \geq \max \left[ \frac{3}{80} ; \frac{13.78}{20 \times 16.22} \right] \times 5.75\text{m}$$

$h \geq 0.0524 = 5.24\text{cm}$  .....Condition vérifiée

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.



**Figure III.12 : Ferrailage de la dalle pleine**

### III.3.Calcul des escaliers :

#### III.3.1.Introduction:

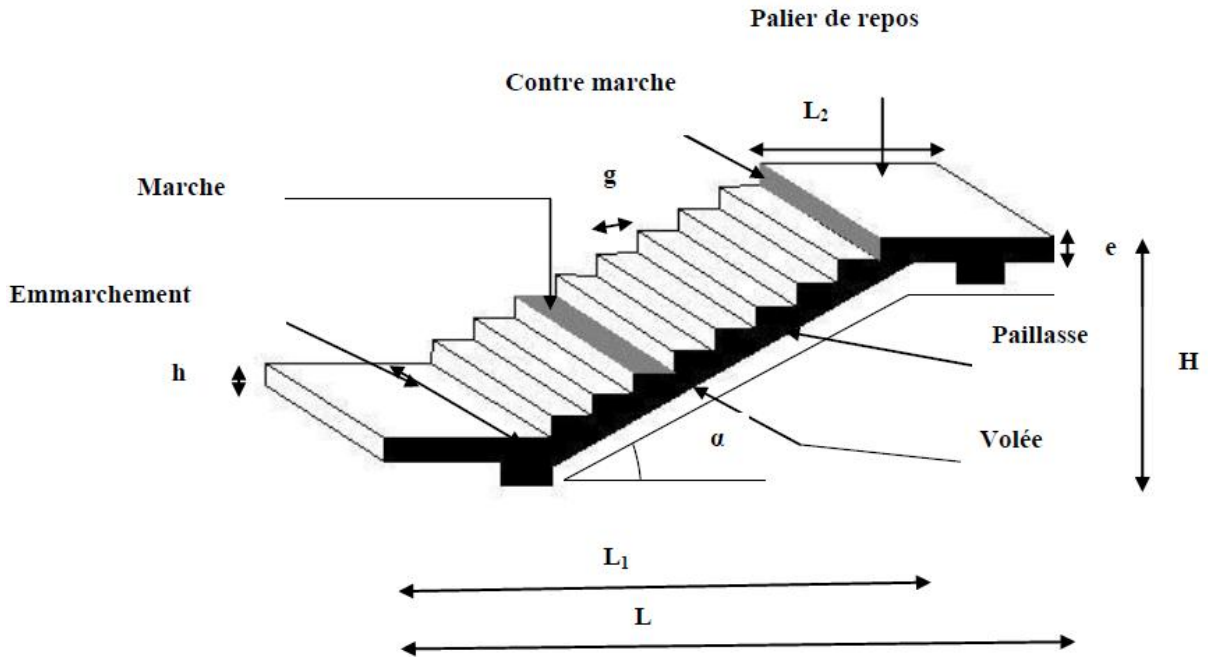
Les escaliers constituant le bâtiment sont des ouvrages en béton armé coulé sur place ; ils sont constitués de paliers et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques.

Notre bâtiment comporte un escalier à trois volées.

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

#### ➤ **Caractéristiques dimensionnelles :**

- **La marche :** est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche :** est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h) :** est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varies de 13 à 17 cm.
- **Le giron (g) :** est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **La montée :** correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- **Une volée :** est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier :** est une plate-forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **L'emmarchement (E) :** représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée :** représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si  $E \geq 1$  m.
- **La paillasse :** est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contremarches.



**Figure III.13 : Principaux termes relatifs à un escalier**

### III.3.2. Calcul de l'escalier de l'étage courant :

Notre étage courant comporte deux volées identiques et un palier intermédiaire. Donc le calcul se fera pour une seule volée avec  $he = 3.6m$

#### **Pré dimensionnement :**

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de **BONDELL**, on tenant compte des dimensions donnée sur le plan.

$$60cm \leq g + 2h \leq 66 cm$$

$$14cm \leq h \leq 18 cm$$

#### **Calcul du nombre de contre marches :**

On prend h égal à 17cm

$$n = \frac{H}{h} = \frac{155}{17} = 9 \text{ contre marches.}$$

#### **Calcul du nombre de marches :**

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

**Calcul de la hauteur de la contre marche : h**

$$h = \frac{H}{n} = \frac{155}{9} = 17$$

**Calcul de la hauteur du giron :**

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30$$

**Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq 2 \times 17 + 30 \leq 65 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Pré dimensionnement de la pailasse et de palier:**

**L'épaisseur de la pailasse et du palier :**

**Pailasse :**

L'épaisseur de la pailasse est donnée par la formule suivante :

$$\frac{l_0}{30} \leq e_p \leq \frac{l_0}{20}$$

Avec :

$l_0$ : Portée entre appui de l'escalier (palier + La portée de la pailasse)

$e_p$  : épaisseur du palier et de la pailasse

Avec :

$$\text{Tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566 \text{ ----- } \alpha = 29.54^\circ$$

$$L_1 = 2.10 / \cos 29.54 = 2.41 \text{ m}$$

$$L_0 = l_m + l_1 = 3.4 \text{ m} \quad (\text{avec } l_m = 1.3 \text{ m})$$

$$\frac{371}{30} \leq e_p \leq \frac{371}{20} \quad \Leftrightarrow \quad 12.36 < e_p < 18.55$$

On opte pour une épaisseur de **15cm** pour la pailasse et le palier de repos

### 2eme volée :

Pour le dimensionnement de la deuxième volée on procède de la même manière.

$$60\text{cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$14\text{cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

### Calcul du nombre de contre marches :

On prend h égal à 17cm

$$n = \frac{H}{h} = \frac{50}{17} = 3 \text{ contre marches.}$$

### Calcul du nombre de marches :

$$m = n - 1 = 3 - 1 = 2 \text{ marches.}$$

### Calcul de la hauteur de la contre marche :h

$$h = \frac{H}{n} = \frac{50}{3} = 17$$

### Calcul de la hauteur du giron :

$$g = 30$$

### Vérification de la relation de BLONDEL :

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq 2 \times 17 + 30 \leq 65 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### **III.3.3.Pré dimensionnement de la pailasse et de pallier:**

On opte pour une épaisseur de **15cm** pour la pailasse et le palier de repos

### **III.3.4.Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitations :**

Le calcul s'effectuera pour une bande de (**1m**) d'embranchement et une bande de (**1m**) de projection horizontale de la volée. En considérons une poutre simplement appuyée en flexion simple.

## Chapitre III : calcul des éléments

### Charges permanentes :

#### La paillasse :

La charge totale de la paillasse est :

Eléments	Poids (KN/m <sup>2</sup> )	
Poids propre de la paillasse	$25 \times 0,15 / \cos 29,54^\circ = 4,31 \text{ KN/m}^2$	
Poids propre des marches	$25 \times 0,17 / 2 = 2,125 \text{ KN/m}^2$	
Poids propre du revêtement	Couche de sable	$18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
	Mortier de pose	$20 \times 0,02 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
	Carrelage	$20 \times 0,02 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
	Enduit en ciment	$18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
Poids propre du garde corps (métallique)	0,60 KN/m <sup>2</sup>	
Charge permanente totale	$G = 8,55 \text{ KN/m}^2$	

#### Palier de repos :

La charge totale du palier de repos :

Eléments	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Poids propre du palier	$25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2$
Poids propre du revêtement	1,52 KN/m <sup>2</sup>
Charge permanente totale	$G = 5,27 \text{ KN/m}^2$

#### La charge concentrée :

Une charge concentre sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur (**P**).

$$P = (3,6 - 0,15) \times 2,36 \times 1\text{m} = 6,87 \text{ KN}.$$

### III.3.5.Calcul à l'ELU :

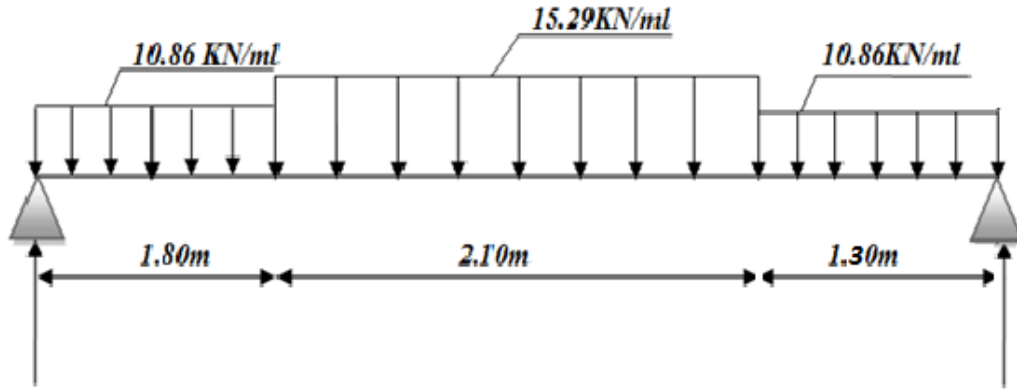
Pour l'étude de l'escalier on prend une bande de 1m de largeur.

#### III.3.5.a. Combinaison des charges :

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

La paillasse :  $q_{up} = 1,35(8,55) + 1,5(2,5) = 15,29 \text{ KN/ml}$

Le palier de repos :  $q_{upr} = (1,35(5,27) + 1,5(2,5)) \cdot 1 = 10,86 \text{ KN/ml}$



**Figure III.14 : schéma statique de calcul à l'ELU**

### III.3.5.b. Calcul des moments et efforts tranchants :

- à l'ELU :

Pour déterminer les efforts dans la paillasse et les paliers, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (paillasse + paliers) comme une poutre simple et en considérant la projection horizontale de la charge  $q$  sur la paillasse d'une portée projetée  $L_p = 2.1$  m.

1. Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F = 0$$

$$R_A + R_B = (10.86 \times 1.8) + (10.86 \times 1.3) + (15.29 \times 2.1) = 65.77 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$R_B \times 5.2 - 10.86 \times 1.3 \left( \frac{1.3}{2} + 3.9 \right) - 15.29 \times 2.1 \left( \frac{2.1}{2} + 1.8 \right) - 10.86 \times 1.8 \times \left( \frac{1.8}{2} \right) = 0$$

$$R_B \times 5.2 - 64.24 - 91.51 - 17.59 = 0$$

$$R_B \times 5.2 = 173.34 \implies R_B = 33.33 \text{ KN}$$

$$R_A = 32.44 \text{ KN}$$

**Calcul des efforts internes :**

**1er tronçon:  $0 \leq x \leq 1.8\text{m}$**

$$M_z(X) - 32.44x + q_{u2} \times \left( \frac{x}{2} \right) = 0 \implies M_z(X) = 32.44x - q_{u2} \times \left( \frac{x}{2} \right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \quad \implies \quad M_z(X) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.8 \quad \implies \quad M_z(X) = 40.79 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$T_y + 32.44 - q_{u2} x = 0$$

$$T_y = 10.86x - 32.44 \quad \begin{cases} x=0 \implies T_y = -32.44 \text{ KN} \\ x=1.8 \implies T_y = -12.89 \text{ KN} \end{cases}$$

**2er\_tronçon:  $1.8 \text{ m} \leq x \leq 3.9 \text{ m}$**

$$M_z(X) - 32.44x + q_{u2} 1.8 \left[ \frac{1.8}{2} + (x - 1.8) \right] + 15.29 \left( \frac{(x-1.8)^2}{2} \right)$$

$$M_z(X) = 32.44x - 10.86 \times 1.8 \left[ \frac{1.8}{2} + (x - 1.8) \right] - 15.29 \left( \frac{(x-1.8)^2}{2} \right)$$

$$\begin{cases} X=1.8 \implies M_z(X) = 40.79 \text{ KN.m} \\ X=3.9 \implies M_z(X) = 34.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T_y + 32.44 - 1.8 q_{u2} - q_{u1}(x-1.8) = 0$$

$$T_y = 15.29x - 40.41 \quad \begin{cases} x=1.8 \implies T_y = -12.89 \text{ KN} \\ x=3.9 \implies T_y = 19.22 \text{ KN} \end{cases}$$

$$x = 2.64 \text{ m} \implies M(2.64) = 46.22 \text{ KN m}$$

**3er\_tronçon:  $0 \text{ m} \leq x \leq 1.3 \text{ m}$**

$$M_z(X) = -10.86 \times \frac{x^2}{2} + 33.33 x$$

$$\begin{cases} X=0 \implies M_z(x) = 0 \text{ KN.m} \\ X=1.3 \implies M_z(x) = 34.15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T_y + 23.13 - q_{u2} x = 0$$

$$T_y = 10.86x - 23.13 \quad \begin{cases} x=3.9 \implies T_y = 19.22 \text{ KN} \\ x=5.2 \implies T_y = 33.34 \text{ KN} \end{cases}$$

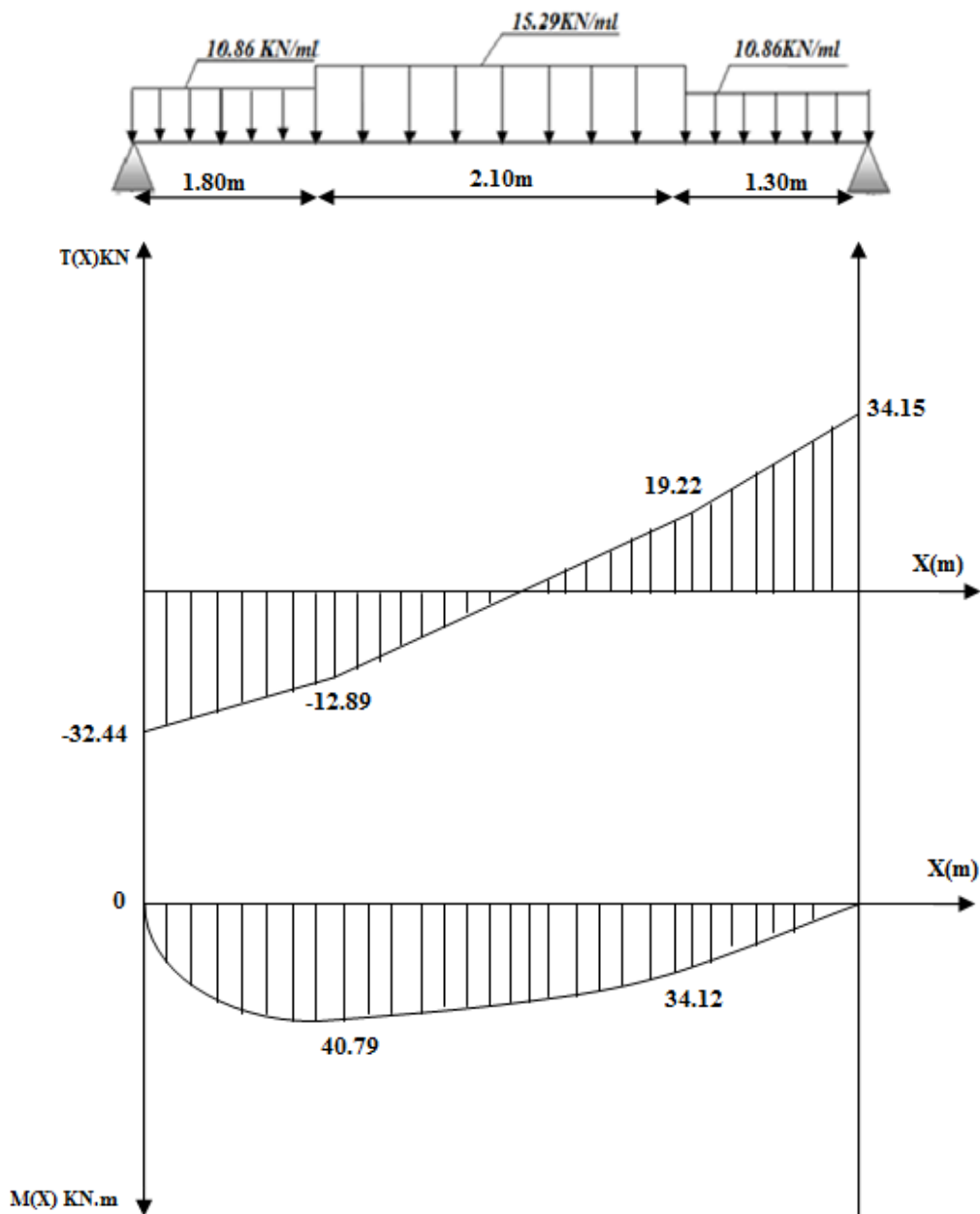
## Chapitre III : calcul des éléments

A fin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M$  max aux niveaux des Appuis et en travée.

Aux appuis :  $M_{ua} = M_{ub} = -0.3 M_z \text{ max} = -13.88 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_{ut} = 0.85 M_z \text{ max} = 39.29 \text{ KN.m}$

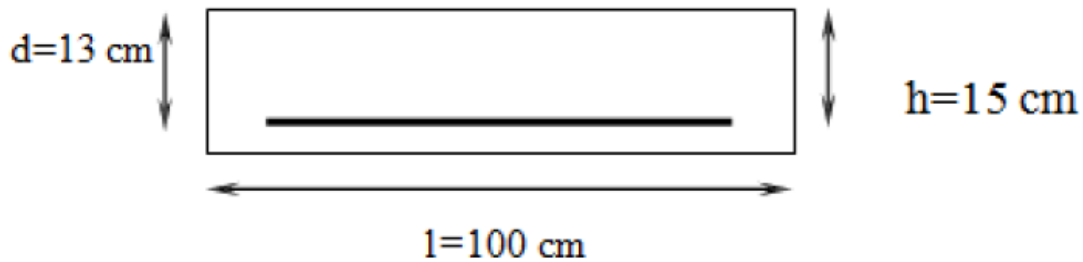
**Diagramme des efforts internes à l'ELU :**



### III.3.6. Calcul des armatures :

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts max définis dans le schéma précédant, pour une section rectangulaire de 1m de longueur.

#### III.3.6.a. Armatures principales (longitudinales) :



#### Aux Appuis :

$$M_{ua} = M_{ub} = 13.88 \text{ KN.m}$$

$$F_{bu} = 0.85 f_{c28/\gamma} \quad b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{ua} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{13.88}{1 \times 0.13^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.057$$

$$\mu_{ua} = 0.057 < \mu = 0.392 \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{ua} = 0.057 \implies \beta = 0.971$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{13.88 \times 10^3}{0.971 \times 13 \times 348} = 3.14 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10** /ml = 3.14 cm<sup>2</sup>/ml avec : **St = 25cm**.

#### En travée :

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{39.29}{1 \times 0.13^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.164 < 0.392$$

$$\mu_{ut} = 0.164 < \mu = 0,392 \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{ut} = 0.164 \implies \beta = 0.910$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta d^2 f_{bu}} = \frac{39.29 \times 10^3}{0.910 \times 13 \times 348} = 9.54 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA16** /ml = 10.05 cm<sup>2</sup>/ml avec : **St = 20cm**.

### III.3.6.b. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10**/ml = 3,14cm<sup>2</sup> avec **St = 25cm**

#### En travée :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{10.05}{4} = 2.51 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10**/ml = 3,14 cm<sup>2</sup> avec : **St = 25cm**

### III.3.7. Vérification à l'ELU :

#### Condition de non fragilité (Art.4.2.1/ BAEL91) :

$$A_{min} \geq 0,23.d.b. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0,23.13.100. \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

#### -En travée :

$A_{st} = 10.05 \text{ cm}^2 > 1,57 \text{ cm}^2$  .....Condition vérifiée.

#### -Aux appuis :

$A_{sa} = 3,14 \text{ cm}^2 > 1,57 \text{ cm}^2$  .....Condition vérifiée.

$A_{sa} = 3,14 \text{ cm}^2 > 1,57 \text{ cm}^2$  .....Condition vérifiée.

#### -Espacement des barres : (Art .A.6.1.24 /BAEL91).

Armatures principales : **St ≤ min (3h, 33 cm)**

**Appuis** : **St<sub>max</sub> = 25 cm < 33 cm** .....Condition vérifiée

**Travée** : **20 cm < 33 cm** .....Condition vérifiée

Armatures de répartitions : **St ≤ min (4h, 45 cm)**

## Chapitre III : calcul des éléments

---

**Appuis :** 25 cm < 45 cm.....Condition vérifiée

**Travée :** 25cm < 45 cm .....Condition vérifiée

**-Vérification de la contrainte d'adhérence (Art : 6.1.3/BAEL91) :**

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0,9.d \cdot \sum u_i} = \frac{33,34 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,13 \times 3,14 \times 4} = 0,023 \text{ MPa}$$

Avec :

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

$$\sum u_i = \text{Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\tau_{se} = 0,023 < \bar{\tau}_{su} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

**-Vérification de l'effort tranchant (Art : 5.1.2.1/BAEL91) :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{ 3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{33,34 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,256 < 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art : 5.1.3.21/BAEL91) :**

$$T_u^{max} = 33,34 \text{ KN} < \bar{T}_u = \frac{0,4 \cdot f_{c28} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d}{\gamma_s}$$

$$\bar{T}_u = \frac{0,4 \cdot f_{c28} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d}{\gamma_s} = \frac{0,4 \cdot 25 \cdot 10^{-1} \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 13}{1,5} = 780 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = 33,34 \text{ KN} < \bar{T}_u = 780 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**-Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (Art.5-1-3-13/BAEL91) :**

$$A_a \geq \frac{\left[ T_u^{max} + \frac{M_a}{0,9 \cdot d} \right]}{\sigma_{st}} = \frac{33,34 - \frac{13,88}{0,9 \times 0,13}}{348 \times 10^{-1}} = -2,45 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

## Chapitre III : calcul des éléments

-Justification des sections d'appuis (Art : 5.1.3/BAEL91) :

$$A_s \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{33.34}{348 \times 10^{-1}} = 0.95 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 3.14 \text{ cm}^2 > 0.95 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

### III.3.8. Vérification à l'ELS :

$$q_s = G + Q$$

La paillasse :  $q_{sp} = 8,55 + 2,5 = 11,05 \text{ KN/ml}$

Le palier de repos :  $q_{spr} = 5,27 + 2,5 = 7.77 \text{ KN/ml}$

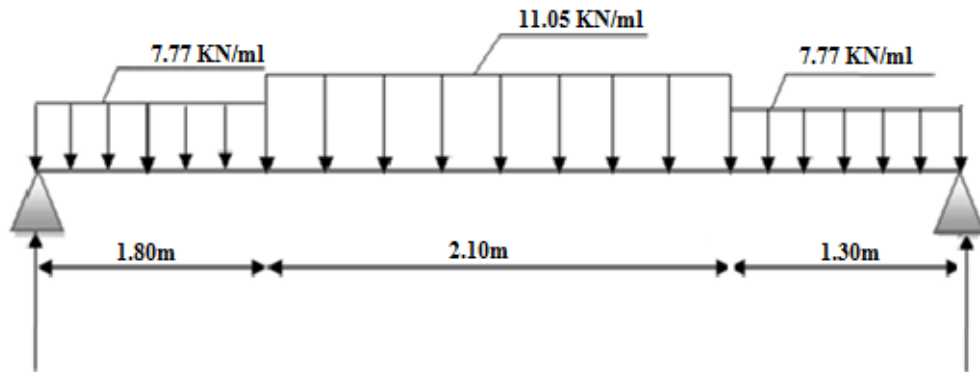


Figure III.15 : schéma statique de calcul a l'ELS

### III.3.8.a. Calcul des réactions d'appuis :

D'après les formules de RDM

$$R_A = 19.24 \text{ KN}$$

$$R_B = 28.05 \text{ KN}$$

### III.3.8.b. Calcul des efforts internes :

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

$$M_z(\mathbf{X}) = -7.77(x^2/2) + 19.24x$$

Pour  $x=0$  -----  $M_z = 0$

Pour  $x=1.8$  -----  $M_z = 22.04 \text{ KN.m}$

$$T_y(\mathbf{X}) = -7.77x + 19.24$$

Pour  $x=0$ -----  $T_y = 19.24 \text{ KN}$

Pour  $x=1.8$ -----  $T_y = 5.25 \text{ KN}$

**2<sup>eme</sup> tronçon :**  $1.8\text{m} \leq x \leq 3.9\text{m}$

$$M_z(\mathbf{X}) = -5.53x^2 + 25.17x - 5.34$$

Pour  $x=1.8$  -----  $M_z = 22.05 \text{ KN.m}$

Pour  $x=3.9$  -----  $M_z = 8.71 \text{ KN.m}$

$$T_y(\mathbf{X}) = 11.05x - 25.15$$

Pour  $x=1.8$ -----  $T_y = -5.26 \text{ KN}$

Pour  $x=3.9$ -----  $T_y = 17.94 \text{ KN}$

3<sup>eme</sup> \_tronçon :

$$0\text{m} \leq x \leq 1.3\text{m}$$

$$M_z(\mathbf{X}) = -7.77 \times \frac{x^2}{2} + 28.05x$$

Pour  $x=0$ -----  $M_z = \mathbf{0}$

Pour  $x=1.3$ -----  $M_z = \mathbf{8.71 \text{ KN.m}}$

$$T_y(\mathbf{X}) = -7.77 x + 28.05$$

Pour  $x=0$ -----  $T_y = \mathbf{28.05 \text{ KN}}$

Pour  $x=1.3$ -----  $T_y = \mathbf{17.97 \text{ KN}}$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{X} = +11.05x - 25.15 = 0 \rightarrow \mathbf{X} = \mathbf{2.27\text{m}}$$

$$M_z^{\max}(2.27) = -5.53(2.27)^2 + 25.17(2.27) - 5.34 = \mathbf{23.30 \text{ KN.m}}$$

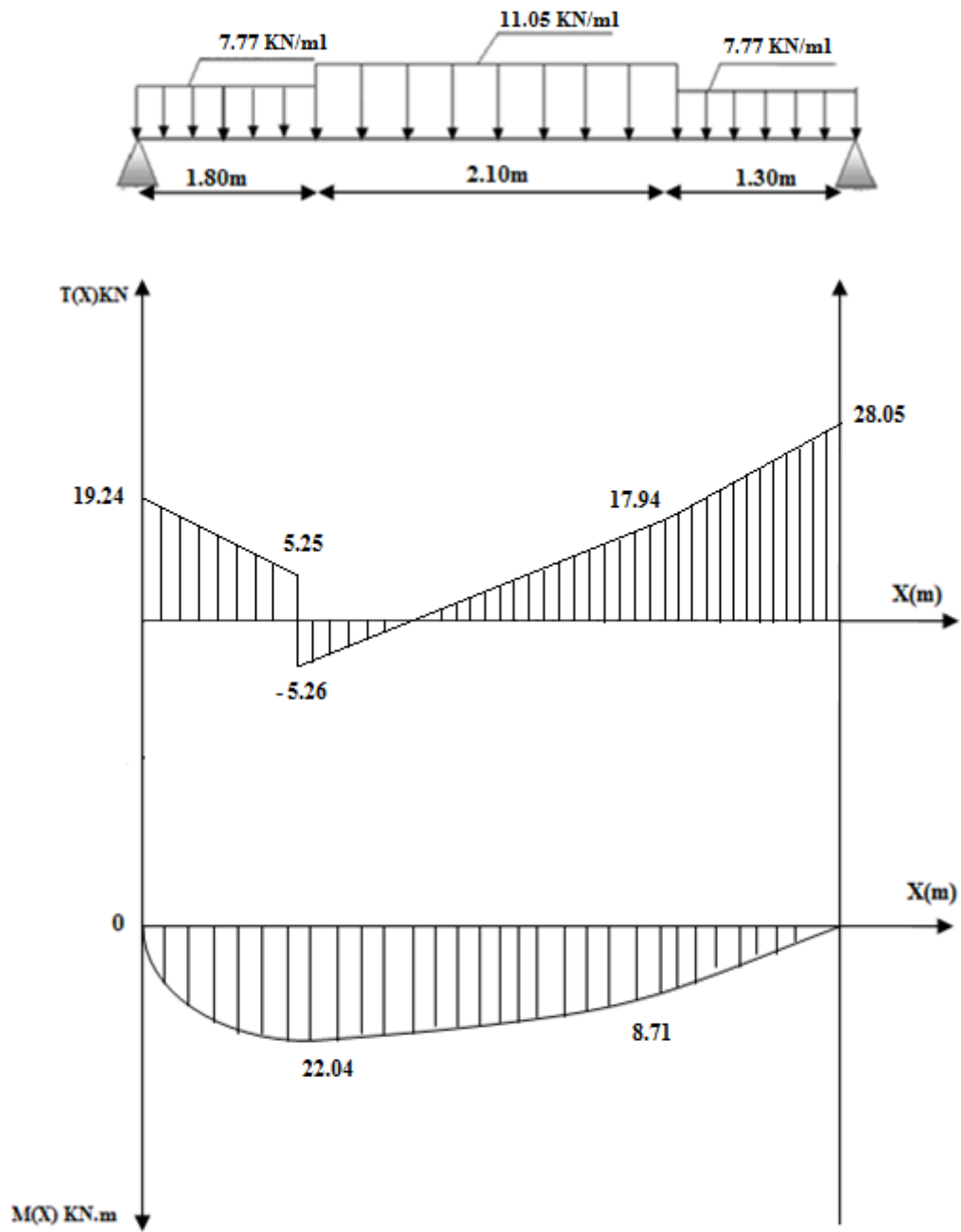
**Remarques :**

A fin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M$  max aux niveaux des Appuis et en travée.

Aux appuis :  $M_a = -0.3 M_z^{\max} = \mathbf{- 6.99 \text{ KN.m}}$

En travée :  $M_t = 0.85 M_z^{\max} = \mathbf{19.81 \text{ KN.m}}$

- Les diagrammes des efforts internes (ELS) :



### III.3.9. Calcul à l'ELS :

#### III.3.9.a Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration étant peu nuisible  $\Rightarrow$  aucune vérification n'est nécessaire.

#### III.3.9.b Vérification des contraintes dans les aciers :

- **En travée :**

$$M_{st} = 19.81 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 10.05}{100 \times 13} = 0.77$$

$$\rho_1 = 0.77 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0.875 ; \quad \alpha_1 = 0.376 \quad \rho$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.376}{15(1 - 0.376)} = 0.04$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{19.81 \times 10^{-3}}{0.875 \times 0.13 \times 10.05 \times 10^{-4}} = 173.28 \text{ MPa}$$

173.28 MPa < 348 MPa .....Condition vérifiée

- **Aux appuis :**

**Appuis A :**

$$M_{sa} = 6.99 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241$$

$$\rho_1 = 0.241 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0.922 ; \quad \alpha_1 = 0.234 \quad \rho$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.234}{15(1 - 0.234)} = 0.020$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_{sa}^{ser}}{\beta_1 d A_{sa}} = \frac{6.99 \times 10^{-3}}{0.922 \times 0.13 \times 3.14 \times 10^{-4}} = 185.72 \text{ MPa}$$

185.72 MPa < 348 MPa .....Condition vérifiée

## Chapitre III : calcul des éléments

**-Vérification des contraintes dans le béton :**  $\bar{\sigma}_{bc} < 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

➤ **En travée :**

$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} = 0.04 \times 173.28 = 6.93 < 15 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée.

➤ **Aux appuis :**

• **Appuis A :**

$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{sa} = 0.020 \times 185.72 = 3.71 < 15 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée.

**Récapitulatif des contraintes :**

Zone	Ms (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)
<b>travée</b>	19.81	10.05	173.28	6.93	15
<b>appuis</b>	6.99	3.14	185.72	3.71	15

**-État limite de déformation (flèche):**

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{500}{500} = 1$$

Avec :

**E<sub>v</sub>** : Module de la déformation diffère.

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

**I** : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

**E<sub>v</sub>** = 10818, 88MPa ; **M<sub>t</sub><sup>s</sup>** = 19.81KN.m ; **l** = 520cm.

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

## Chapitre III : calcul des éléments

---

$$I_0 = b/3 (V_1^3 V_2^3) + 15A_t (V_2 - C)^2$$

$$\rho = \frac{A}{b.d} = \frac{3,92}{100 \times 13} = 0,0030$$

$$y_1 = \frac{b.h^2 / 2 + 15.A_{st}.d}{b.h + 15.A_{st}} = \frac{100.15^2 / 2 + 15 \times 3,92 \times 13}{100 \times 15 + 15 \times 3,92} = 7,25 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 15 - 7,25 = 7,75 \text{ cm}$$

$$I_0 = (y_1^3 + y_2^3) \cdot \frac{b}{3} + 15.A_{st}(y_2 - c)^2$$

$$I_0 = (7,25^3 + 7,75^3) \cdot \frac{100}{3} + 15 \times 3,92 (7,75 - 2)^2$$

$$I_0 = 30162,825 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0,02.f_{t28}}{(2 + 3.b_0/b).\rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + 3) \cdot 0,0030} = 2,80$$

$$\mu = \left\{ 1 - \frac{1,75.f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}} \right\}$$

$$\mu = \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0030 \times 190,65 + 2,1} \right\} = 0,162$$

$$\rightarrow I_{fv} = 22825,473 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{8,79 \times 10^2 \times 390^2}{10 \times 10818,88 \cdot 10^3 \cdot 10^{-4} \times 22825,473} = 0,541$$

Donc :  $f = 0,541 < \bar{f} = 0,78 \text{ cm}$  ..... Condition vérifiée.

⇒ Donc la flèche est vérifiée.

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

C'est une poutre qui se situe au niveau du palier intermédiaire à mi-étage, elle est encadrée dans les poteaux de la cage d'escalier. Le calcul se fera en flexion simple et en torsion, mais on se limitera à la flexion simple car elle nous donne les moments les plus défavorables.

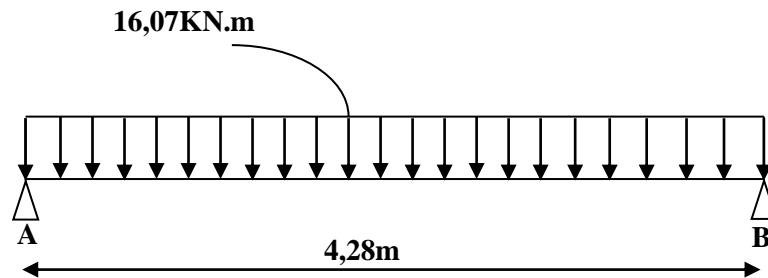


Fig.III.16 : Schéma statique de la poutre palière.

#### III.4.1. Pré dimensionnement de la poutre palière :

Le RPA 99 (version 2003) exige les conditions suivantes [Art : 7.5.1] :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

##### a. La hauteur :

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \quad \text{avec : } l = 405 \text{ cm}$$

$$\frac{405}{15} \leq h_t \leq \frac{405}{10} \quad 27 \leq h_t \leq 40.5$$

D'après les exigences de l'RPA on prend **h=30 cm**

##### b. La largeur :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \quad 12 \leq b \leq 21$$

D'après les exigences de l'RPA on prend **b = 20 cm**.

### c. Vérification des exigences du RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ b = 20 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = 0.66 \leq 4 \end{array} \right.$$

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

#### III.4.2.a. Détermination des charges et surcharges :

Poids propre de la poutre :  $G=25 \times 0,30 \times 0,20 = 1,5 \text{ KN/ml}$

L'effort tranchant à l'appui : **ELU**  $T_u = 32.44 \text{ KN}$   
**ELS**  $T_s = 19.24 \text{ KN}$

#### III.4.2.b. Combinaison de charges :

**ELU** :  $q_u = 1,35G + 2(T_u/L) = (1,35 \times 1,50) + 2\left(\frac{32.44}{4.05}\right) = 18.04 \text{ KN/ml}$   
**qu=18.04 KN/ml.**

**ELS** :  $q_s = G + 2(T_s/L) = 1,50 + 2\left(\frac{19.24}{4.05}\right) = 11 \text{ KN/ml}$   
**qs=11 KN/ml.**

#### III.4.2.c. Calcul des efforts internes à L'ELU :

- **Moment isostatique :**

$$M_u = M_u^{\max} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{18.04 \times (4.05)^2}{8} = 36.98 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant**

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u l}{2} = \frac{18.04 \times 4.05}{2} = 36.53 \text{ KN.m}$$

En tenant compte des encastremets partiels, les moments corrigés sont :

**Sur appuis** :  $M_u = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 36.98 = -11.09 \text{ KN.m}$

**En travée** :  $M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 36.98 = 31,43 \text{ KN.m}$

### III.4.3. Calcul des armatures :

#### III.4.3.a. En travée :

$M_t = 31.43 \text{ KN.m}$  ;  $b = 20 \text{ cm}$  ;  $d = 28 \text{ cm}$

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{31.43 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0.14 \leq 0,392 \text{ SSA}$$

$$\mu_b = 0.14 \Rightarrow \beta = 0,924$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{31.43 \times 10^3}{0.924 \times 28^2 \times 348} = \mathbf{3,49 \text{ cm}^2}$$

Soit **3HA14** = 4,62 cm<sup>2</sup> ----- S<sub>t</sub> = **25 cm**

### III.4.3.b. Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{11.09 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0.049$$

$$\mu_b = 0.049 \Rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{11.09 \times 10^3}{0.975 \times 28^2 \times 348} = \mathbf{1,16 \text{ cm}^2}$$

Soit **3HA12** = 3,39 cm<sup>2</sup> ----- S<sub>t</sub> = **25 cm**

### III.4.3.c. Les armatures transversales :

$$\emptyset_t \leq \min (h/35 ; 1,2 ; b/10) = \min (30/35 ; 1,2 ; 20/10) = 0,86 \text{ cm}$$

On prend  $\emptyset_t = 8 \text{ mm}$ . Soit : **4HA8** = **2.01 cm<sup>2</sup>**. (Un cadre et un étrier)

### III.4.3.d. Calcul des espacements : [Art A.5.1, 22 BAEL 91 modifiée 99]

$$S_t \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) = \min (25.2 ; 40) = 25\text{cm}$$

Soit : **S<sub>t</sub> = 25 cm**.

La section d'armatures transversales doit vérifiées:[Art A.5.1, 23 BAEL 91 modifiée 99]

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

$$\frac{3.39 \times 400}{25 \times 20} = 2,71 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

### III.4.3.e. Calcul des espacements selon le RPA 99(version 2003) : [Art 7.5.22] :

- Dans la zone nodale :

$$S_t = \min \left( \frac{h}{4} ; 12\emptyset_t \right) = (7.5 ; 14.4 \text{ cm}) = 7.5 \text{ cm.}$$

Soit: **S<sub>t</sub> = 9 cm**

L' = 2h = 2x30 = 60cm (L' : la longueur de la zone nodale).

- Dans la zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15\text{cm}$$

Soit  $S_t = 15\text{cm}$ .

### III.4.4. Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité [Art A.4.2, 1BAEL 91 modifié 99] :

$$A_{\min} = 0,23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 20 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,68\text{cm}^2$$

$0,68\text{ cm}^2 \leq 3,39\text{ cm}^2$  .....Condition vérifiée.

### III.5.4.a. Vérification de l'effort tranchant [Art A.5.1, 211 BAEL 91 modifiée 99] :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}, 5\text{MPa}\right).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{36,53 \times 10^3}{200 \times 280} = 0,65\text{ MPA}$$

$\tau_u = 0,65 \leq \bar{\tau}_u = 3,33\text{ MPa}$  .....Condition vérifiée.

**Donc il n'y a pas risque de cisaillement.**

### III.5.4.b. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis [Art A.5.1, 321 BAEL 91 modifiée 99] :

**Influence sur les armatures inférieures :**

On doit vérifier que :

$$A_{\min} = \frac{T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}}{f_e / 1,15} = \frac{36,53 \times 10^3 - \frac{36,98 \times 10^5}{0,9 \times 28}}{348 \cdot 10^2} = -3,16\text{cm}^2 < 0$$

$A_a = 3,39\text{cm}^2 \geq -3,16\text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée.

**Influence sur le béton [Art : A.6.1, 3 BAEL 91 modifiée 99] :**

$$\text{On doit vérifier que : } \frac{2 \times V_u^{\max}}{b \times a} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} V_u^{\max} \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 d b}{\gamma_b}$$

$$V_u^{\max} = 36,53\text{ KN} \leq \frac{(0,4 \times 25 \times 10^{-1} \times 0,9 \times 28 \times 20)}{1,5} = 336\text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

### III.5.4.c . Vérification de la contrainte de l'adhérence et d'entraînement : [ A.6.1,3 BAEL 91 modifiée 99] :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} \quad \text{avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers HA.}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \quad \text{: Somme des perimetres utiles des armatures d'appui.}$$

$$\sum U_i = 3 \times \pi \times 1.2 = 11.30 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{36.53 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 113} = 1.28 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.} \quad \dots\dots\dots \text{Condition verifiée.}$$

### III.4.5. Calcul des efforts internes à l'ELS :

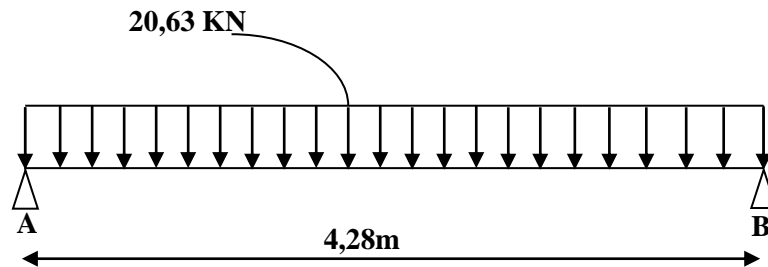


Fig.III.17 : Schéma statique de la poutre palière.

#### III.4.5.a. Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s \cdot l}{2} = \frac{11 \times 4.05}{2} = 22.28 \text{ KN}$$

$$R_A = R_B = 22.28 \text{ KN.}$$

### III.4.5.b. Calcul des efforts tranchants :

$$T_{\max} = R_A = R_B = 22.28 \text{ KN.}$$

### III.4.5.c. Calcul des moments fléchissant :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{qsl^2}{8} = \frac{11(4.05)^2}{8} = 22.55 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement :

$$\text{Moment en appuis : } M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 22.55 = -6.76 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 22.55 = 19.16 \text{ KN.m}$$

### III.4.6. Vérifications à l'ELS :

#### III.4.6.a. Vérification des contraintes à l'ELS :

- **En travée :**

$$M_{st} = 19.16 \text{ KN.m et } A_t = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4,62}{20 \times 28} = 0,825$$

$$K_1 = 23,51 \text{ et } \beta = 0,8705$$

- **De l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta \cdot d \cdot A_t} = \frac{19.16 \cdot 10^3}{0,8705 \times 28 \times 4,62} = 170.147 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 170.147 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Du béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{1}{23,51} \times 170.147 = 7.237 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.237 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

## Chapitre III : calcul des éléments

- **Aux appuis :**

$$M_a = 6.76 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad A_a = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 28} = 0,61$$

$$K_1 = 24,48 \quad \text{et} \quad \beta = 0,885$$

- **De l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta \cdot d \cdot A_t} = \frac{6.76 \cdot 10^3}{0,885 \times 28 \times 3,39} = 80.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 80.47 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Du béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{1}{24,48} \times 80.47 = 3.28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.28 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

### III.4.7. Vérification de la flèche [Art.B.6.5,1 BAEL 91 modifié 99] :

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si la condition suivante est vérifiée:

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{405} = 0,07 \geq \frac{M_{st}}{10 \times M_0} = \frac{19.16}{10 \times 22.55} = 0.07 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**Conclusion :** on adopte les armatures calculées à l'ELU.

### III.5 Etude des éléments en console :

#### III.5.1. Etude des éléments en corps creux :

Dans notre projet, nous disposons des balcons et des consoles réalisés en corps creux (20+5) coulés sur place.

Notre calcul se basera sur le cas le plus défavorable (qui est le cas le plus chargé), le cas d'une console de largeur  $l = 1.20m$ .

#### III.5.2. Les console :

La console encastrée dans le plancher ; il supporte son poids propre et la moitié du poids de plancher et le poids propre du mur double cloison.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m dont la section est soumise à la flexion simple.

L : La largeur de la console.

Soit :  $e_p = 15 \text{ cm}$ .

$$e_p \geq \frac{120}{10} = 12 \text{ cm}$$

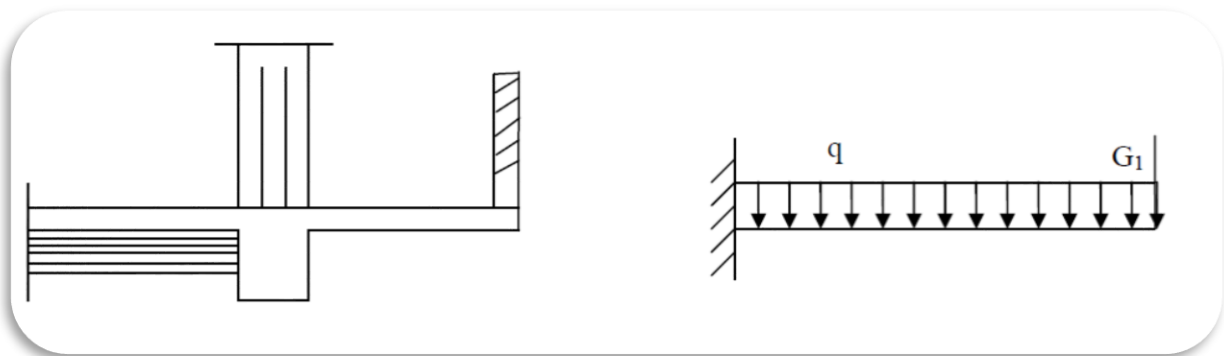


Figure III.18 : schéma statique

## Chapitre III : calcul des éléments

### III.5.2.a. détermination des charges et surcharges :

#### Charge permanentes(G):

1- Poids propre du plancher corps creux.....	$0.25 \times 25 = 6.25\text{KN/ml}$
2- Poids de revêtement (e = 2cm).....	$0.02 \times 22 = 0,44\text{KN/ml}$
3- Mortier de pose (e = 2cm).....	$0.02 \times 20 = 0,40\text{KN/ml}$
4-Couche de sable (e = 2cm).....	$0.02 \times 18 = 0,36\text{KN/ml}$
5- Enduit de ciment (e = 2cm).....	$0,02 \times 12 = 0,24\text{KN/ml}$
	<b><u>G<sub>1</sub> = 7.69KN/ml</u></b>

#### Le poids du garde corps en brique creuses :

Brique creuses (10cm).....	$0.1 \times 9 = 0.9 \text{ KN/m}^2$
Enduit extérieur en ciment (2 cm).....	$0.02 \times 18 = 0.36 \text{ KN/m}^2$
Enduit intérieur en ciment (2 cm).....	$0.02 \times 18 = 0.36 \text{ KN/m}^2$
	<b><u>G<sub>2</sub> = 1.03KN/ml</u></b>

### III.5.2.b. Surcharge d'exploitation : (uniformément répartie)

Surcharge revenant au balcon :  $Q = 3.5\text{KN/m}^2 \times 1\text{m} = 3.5\text{KN/ml}$  (DTR B.C.2.2)

### III.5.3.Les combinaisons de charges :

#### III.5.3.a. Les combinaisons de charges à l'ELU :

Pour la dalle :  $q_u = [1.35G_1 + 1.5Q] \times 1\text{m} = [1.35(7.69) \times 1\text{m} + 1.5(3.5)] \times 1\text{m} = 15.63\text{KN/ml}$ .  
Pour le garde-corps :  $g_u = (1.35G_2) \times 1\text{m} = 1.35(1.03) \times 1\text{m} = 1.39\text{KN/ml}$ .

#### III.5.3.b. Les combinaisons de charges à l'ELS :

Pour la dalle :  $q_s = (G_1 + Q) \times 1\text{m} = (7.69 + 3.5) \times 1\text{m} = 11.19\text{KN/ml}$ .  
Pour le garde-corps :  $g_s = G_2 \times 1\text{m} = 1.03\text{KN/ml}$ .

### III.5.4. Ferrailage :

#### III.5.4.a. Calcul des efforts internes :

Le balcon sera calculé comme une section rectangulaire (100x15) cm soumise à la flexion simple. Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

- **ELU :**

a) **le moment fléchissant :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{15.63 \times (1.20)^2}{2} = 22.51 \text{KN.m}$$

b) **L'effort tranchant :**

$$V_u = q_u l + g_u = 15.63 \times 1.20 + 1.39 = 20.15 \text{KN}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{22.51 \times 10^6}{10^3 \times (120)^2 \times 14.2} = 0.11 \implies 0.11 < 0.392 \implies S S A$$

$$\mu = 0.11 \implies \beta = 0.942$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa} \quad \text{Donc : } A_u = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{22.51 \times 10^3}{0.942 \times 120 \times 34.8} = 5.72 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6HA12 = 6.79 cm<sup>2</sup>** avec **St =15 cm.**

c) **Armature de répartition :**

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

On adopte : **6HA10 = 4.71 cm<sup>2</sup>** avec **St =15 cm**

### III.5.5. Vérification des efforts :

#### III.5.5.a. Vérification à L'ELU :

- **Condition de non fragilité (BAEL99 Art A.4. 2.1) :**

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times (f_{t28}/F_e) = 0.23 \times 100 \times 12 (2.1/400) = \mathbf{1.45 \text{cm}^2}$$

$$A_u = 7.92 \text{cm}^2 > 1.45 \text{cm}^2 \implies \underline{\text{condition vérifiée.}}$$

### III.5.5.b. Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration étant préjudiciable avec  $\eta = 1.6$ ,

on doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Vérification des contraintes dans les aciers**

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + g_s \times l = \frac{11.19 \times (1.20)^2}{2} + 1.03 \times 1.20 = 9.29 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_u}{b \times d} = \frac{100 \times 7.92}{100 \times 12} = 0.66 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.881 \\ K_1 = 27.02 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_u} = \frac{9.29 \times 10^6}{0.881 \times 120 \times 792} = 110.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 110.95 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

On doit vérifier que :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{110.95}{27.02} = 4.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4.11 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$\Rightarrow$  Le calcul des armatures à l'ELS n'est pas nécessaire

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

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

$$\text{fissuration préjudiciable} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{20.15 \times 10^3}{10^3 \times 120} = 0.168 \text{ MPa}$$

Ce qui donne  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  (condition vérifiée)

### III.5.6. L'espacement :

#### Pour les armatures principales :

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33(\text{cm}).$$

On prend :  $S_t = 15(\text{cm}) < 33(\text{cm})$  (condition vérifiée).

#### Pour les armatures de répartition :

$$S_t \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45(\text{cm})$$

On prend  $S_t = 15(\text{cm}) < 45(\text{cm})$  (condition vérifiée).

- **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :**

On a :

$$\overline{\tau}_{su} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$$

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \Sigma U_i} = \frac{20 \cdot 15 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 120 \cdot 219,8} = 0,848 \text{MPa} \quad \text{avec } (\Sigma U_i = n \pi \Phi = 7 \times 3,14 \times 1,0 = 21,98 \text{cm}).$$

Ce qui donne  $\tau_{su} < \overline{\tau}_{su}$  (condition vérifiée).

- **Vérification de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$F < \overline{F}$$

Avec :  $F = F_1 + F_2$

La flèche admissible :  $\overline{F} = \frac{L}{250} = \frac{120}{250} = 0,48(\text{cm})$

Soit  $M_1 = \frac{-q \cdot l^2}{2}$  : le moment dû à la charge et surcharge uniformément répartie revenant au balcon.

Soit :  $M_2 = -g_u \cdot l$  le moment dû à la charge concentrée.

En utilisant la méthode de vérechaguine on obtient :

$$F_1 = \frac{q \cdot l^4}{8 \cdot E \cdot I} \quad f_1: \text{flèche due à la charge et surcharge revenant au balcon.}$$

$$F_2 = \frac{g \cdot l^3}{3 \cdot E \cdot I} \quad f_2: \text{flèche due à la charge concentrée du au garde corps.}$$

$$I = \frac{100 \times 15^3}{12} = 28125(\text{cm}^4) \quad I: \text{moment d'inertie du balcon.}$$

$$E = 1081,887(\text{KN/cm}^2) :$$

$E$  : module de déformation différée du béton.

## Chapitre III : calcul des éléments

---

$$F_1 = \frac{11.19.10^{-2} \times (120)^4}{8 \times 1081,887 \times 28125} = 0.095(cm)$$

$$F_2 = \frac{1.03.10^{-2} \times (120)^3}{3 \times 1081,887 \times 28125} = 0,00019(cm)$$

$$F = 0,095 + 0,00019 = 0,09519(cm)$$

D'où  $F < \bar{F}$  (condition vérifiée).

### IV.1. Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importants dommages sur les constructions, ainsi que de grandes pertes de vies humaines. Pour cela des règlements parasismiques ont été conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer leurs protections.

### IV.2. Choix de la méthode de calcul :(Art 4.1.1 RPA99/mod2003)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

#### a) la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable car :

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière en élévation donc il faut vérifier la condition complémentaire pour utiliser la méthode statique équivalente qui dit :

**Zone III** : • groupe d'usage 1b, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

La condition n'est pas satisfaite (notre bâtiment a une hauteur de 25 m).

(RPA 99/mod2003 art 4.1.2).

#### b) La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise (RPA 99/mod2003 art 4.1.3).

#### **Conclusion :**

Donc on choisit la méthode d'analyse modale spectrale.

#### IV.2.1. Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d'après les règles du **RPA99 version 2003 (Art 4.1.3)**. Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

### IV.3. Modélisation :

#### IV.3.1. Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

#### IV.3.2. Description du logiciel *ETABS* :

*ETABS* est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

-Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

-*ETABS* permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000* et *SAFE*).

#### IV.3.3. Rappel :

##### (Terminologie) :

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restreints : degrés de liberté(D.D.L) bloqués

Loads : charges

Uniformed loads : charge uniformément répartie

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

### IV.3.4. Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version **ETABS V 9.6.0**

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône d'ETABS (**fig. V.1**)



**Figure IV.1 : Icône d'ETABS**

La fenêtre de dialogue s'affiche, on clique sur OK



**Figure IV.2 : fenêtre de dialogue.**

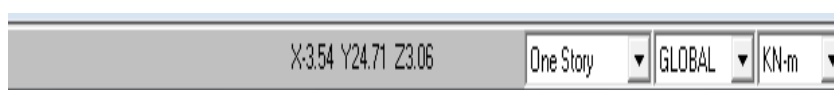
### IV.3.5. Etapes de modélisation :

#### IV.3.5.1. Première étape:

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

##### a) **Choix des unités :**

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. En bas à droite de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



**Figure IV.3 : Choix des unités**

### b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, Une page de dialogue s'affiche puis en clique sur **default.edb**



Figure IV.4 : choix de géométrie de base

Cette option permet d'introduire les lignes de grille qui représente :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.

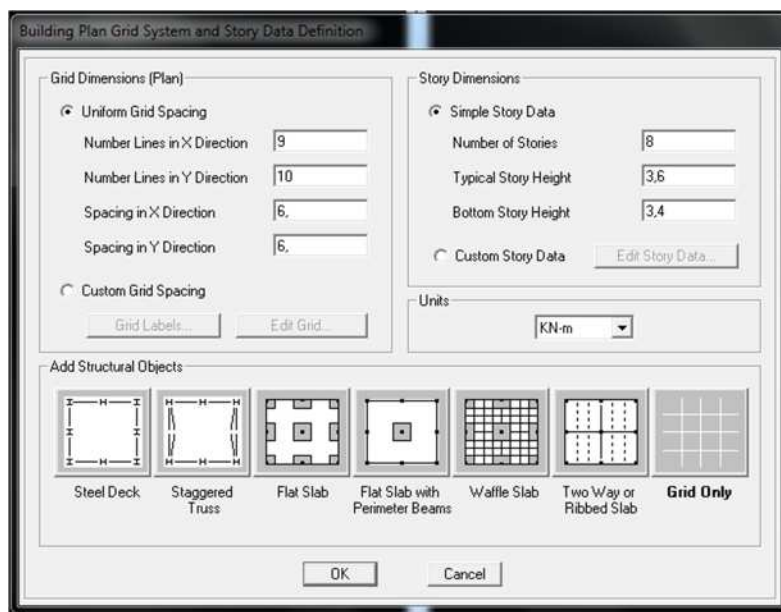
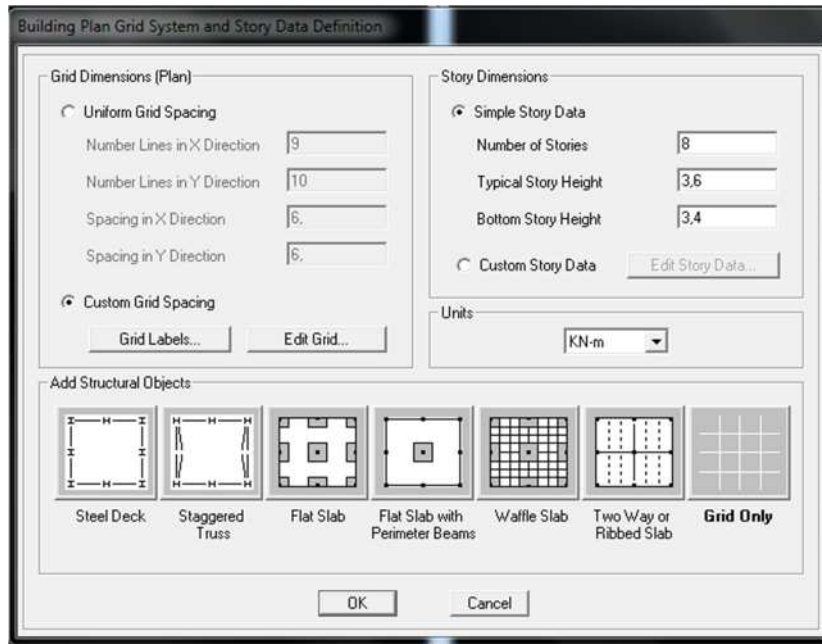


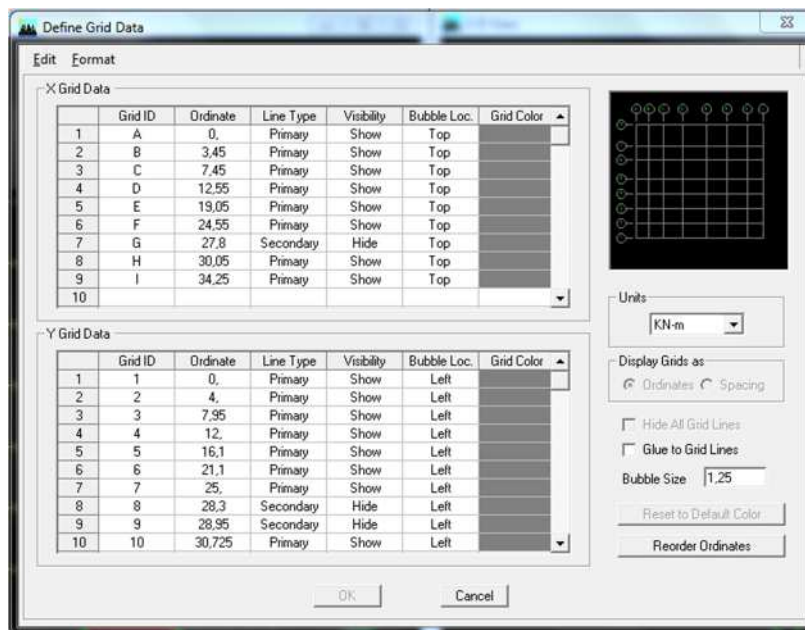
Figure IV.4 : introduction des lignes de grille

1) On introduise le nombre de portiques suivant x-x, suivant y-y .  
On clique sur **Custom Grid Spacing** , La fenêtre suivante s'affiche :



**Figure IV.5 : Introduction le nombre de portiques**

puis sur Edit Grid .



**Figure IV.6 : Introduction des distances selon x-x et y-y**

-Pour introduire les distances par rapport à l'origine on coche **ordinate**.

-Pour introduire les distances de chaque portée seule on coche **Spacing**.

Puis **ok**

- 2) On introduit le nombre de niveaux. on clique sur **simple story data** et on remplit la case **Number of Story** puis on coche **Custom Story Data** après **Edit Story Data**.

## Chapitre IV : Modélisation et vérification de RPA

La fenêtre suivante s'affiche :

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
8	TOITURE	3,6	25,2	No	NONE	No	0,
7	TERASSE	3,6	21,6	No	NONE	No	0,
6	ETAGE4	3,6	18,	No	ETAGE3	No	0,
5	ETAGE3	3,6	14,4	Yes		No	0,
4	ETAGE2	3,6	10,8	No	NONE	No	0,
3	ETAGE1	3,6	7,2	No	NONE	No	0,
2	RDC	3,6	3,6	No	NONE	No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows:

Height: 3,6 [Reset]  
Master Story: No [Reset]  
Similar To: NONE [Reset]  
Splice Point: [Reset]  
Splice Height: 0 [Reset]

Units: Change Units: KN-m [v]  
[OK] [Cancel]

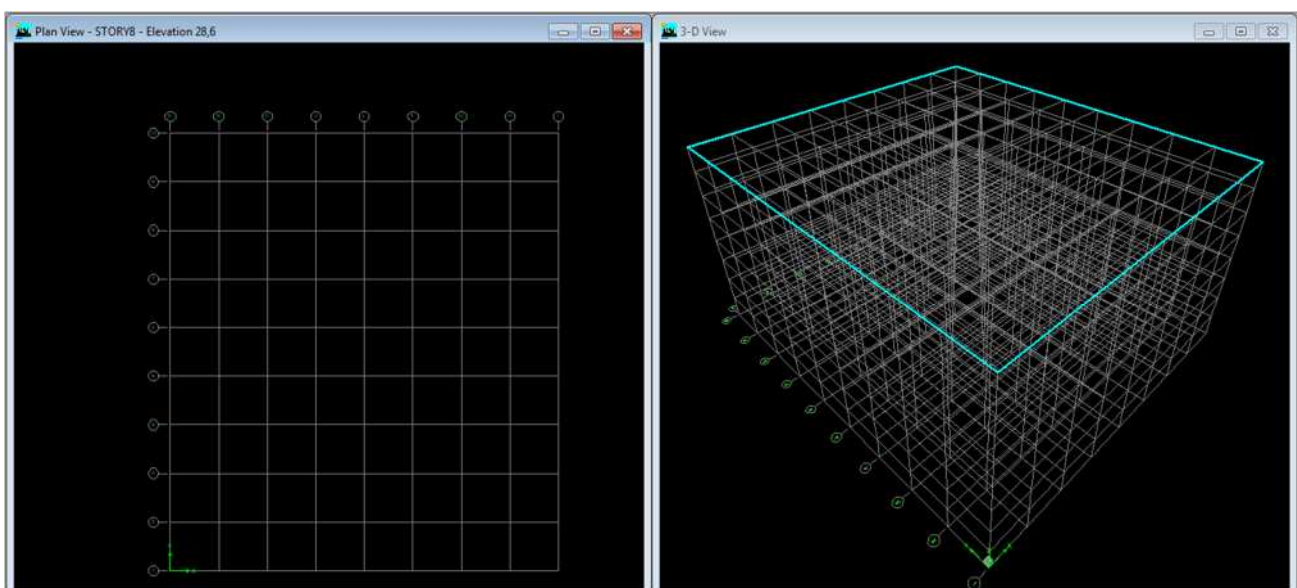
**Figure IV.7 : Introduction des hauteurs selon les différents étages**

Et on complétant la colonne **Height** selon les différents étages qu'on a.

Puis **ok**.

A la fin on clique sur ok pour confirmer les données.

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **Xr-Y, X-Z, Y-Z**.



**Figure IV.8 :les lignes de grille de la structure**

### c) Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

-pour modifier les distances on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Grid Data**

On introduit les distances cumulées et on clique sur **ok**.

-Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.

-pour ajouter des hauteurs on clique sur le bouton droit de la souris puis sur **Edit Reference planes**.

La fenêtre suivante s'affiche :

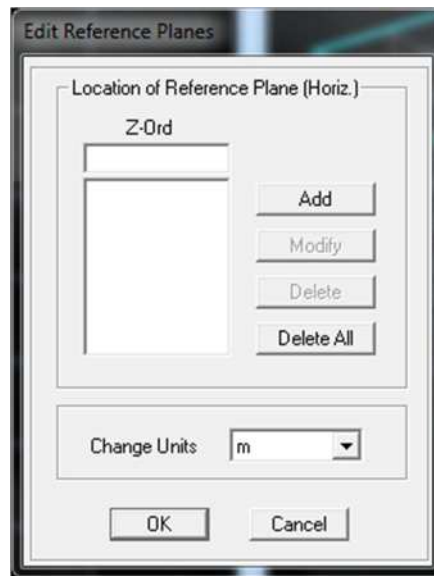



Figure IV.9 : introduction des hauteurs qu'on veut ajouter

On remplit la case **Z-Ord** puis **Add** puis **ok**.

#### IV.3.5.2. Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** ou bien  nous sélectionnons le matériau **CONC**.

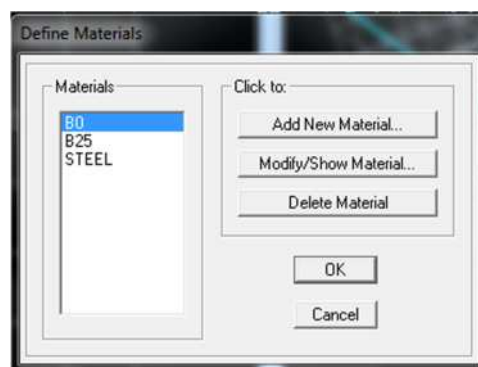


Figure IV.10 : Définition du matériau CONC (béton).

## Chapitre IV : Modélisation et vérification de RPA

On clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box. The 'Material Name' is 'B25'. The 'Type of Material' is 'Isotropic'. The 'Type of Design' is 'Concrete'. The 'Analysis Property Data' section includes: Mass per unit Volume (2.5), Weight per unit Volume (25), Modulus of Elasticity (32164200), Poisson's Ratio (0.2), Coeff of Thermal Expansion (9.900E-06), and Shear Modulus (13401750). The 'Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)' section includes: Specified Conc Comp Strength,  $f_c$  (25000), Bending Reinf. Yield Stress,  $f_y$  (500000), Shear Reinf. Yield Stress,  $f_{ys}$  (500000), and an unchecked checkbox for 'Lightweight Concrete'.

Figure IV.11 : définition des propriétés du matériau B25 (béton).

Et on définit un autre matériau pour le utiliser prochainement.

On clique sur **Add New Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box. The 'Material Name' is 'B0'. The 'Type of Material' is 'Isotropic'. The 'Type of Design' is 'Concrete'. The 'Analysis Property Data' section includes: Mass per unit Volume (0), Weight per unit Volume (0), Modulus of Elasticity (32164200), Poisson's Ratio (0.2), Coeff of Thermal Expansion (9.900E-06), and Shear Modulus (13401750). The 'Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)' section includes: Specified Conc Comp Strength,  $f_c$  (25000), Bending Reinf. Yield Stress,  $f_y$  (500000), Shear Reinf. Yield Stress,  $f_{ys}$  (500000), and an unchecked checkbox for 'Lightweight Concrete'.

Figure IV.12 : définition des propriétés du matériau B0

Puis on clique sur **ok**.

### Remarque :


On a défini deux types de matériaux pour un but:

Que l'ETABS n'introduit pas le poids propre de la dalle pleine, on définit le matériau de cette dernière différemment aux autres éléments. Parce que dans la partie charges et surcharges on a introduit ce poids dans le calcul de poids propre de la dalle pleine.

### IV.3.5.3. Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutres, poteaux, dalle pleine, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (**PP**), les poutres secondaires (**PS**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections** ou bien . On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire .

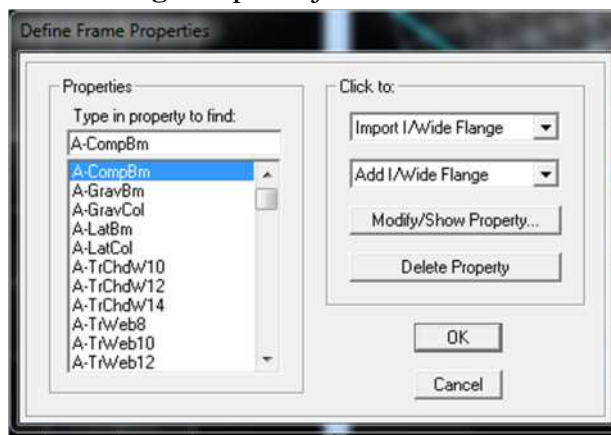


Figure IV.13 : définition des section

on choisit **Material** BETON

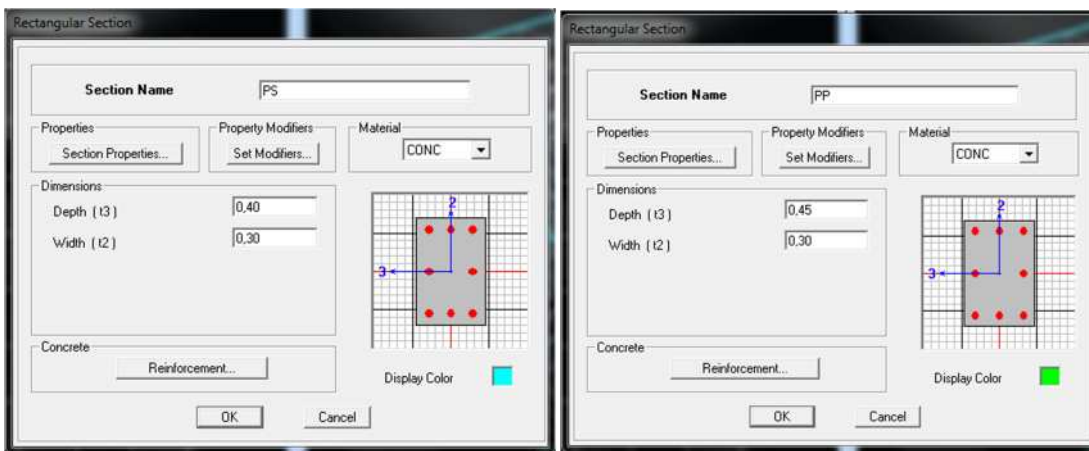


Figure IV.14 : définition des section rectangulaire

## Chapitre IV : Modélisation et vérification de RPA

Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier l'enrobage et d'autres propriétés.

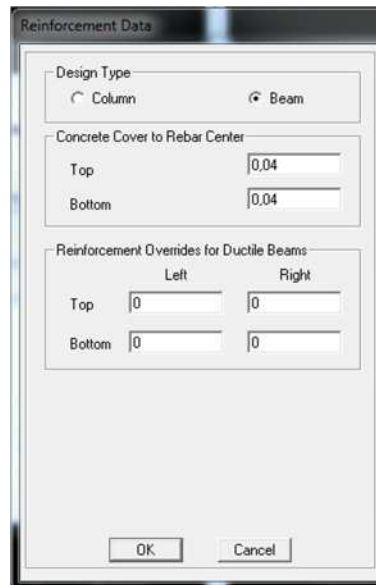


Figure IV.15 : choix de la nature de la section et l'enrobage

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

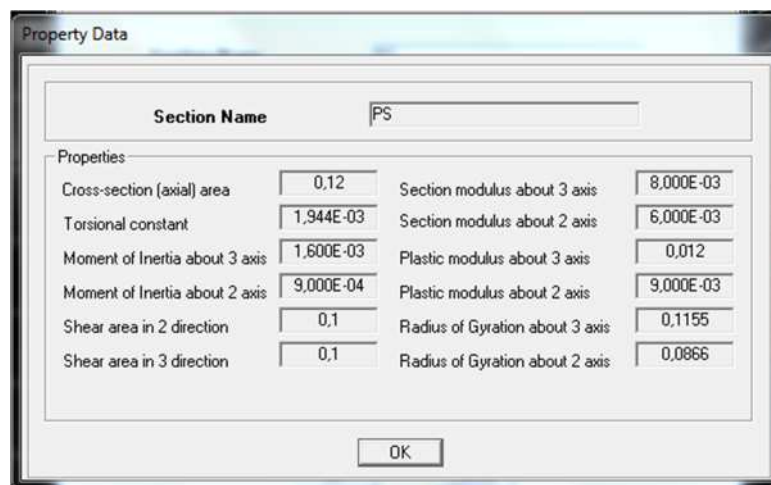
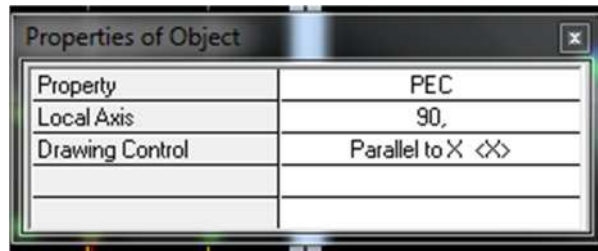



Figure IV.16 : propriété de la section à considérer

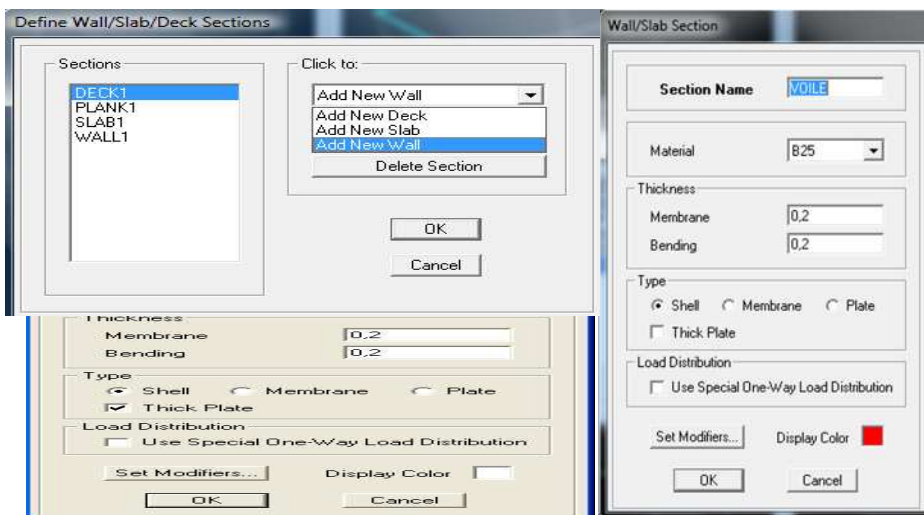
Pour définir les bardages, on clique sur **Draw Area Objects** → **Draw Area ( Plan,Elev,3D )**



**Figure IV.17 : modélisation du bardage**

- ❖ Après avoir fini de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux et poutrelle), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile et dalle pleine).


On choisit le menu **Define** puis **wall/slab** ou bien  pour créer les voiles, on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.

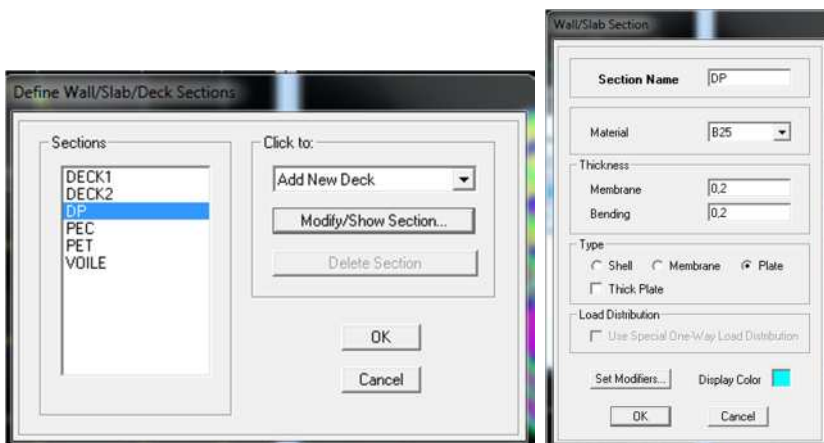


**Figure IV.18 : création de nouveau voile**      **Figure IV.19 : propriétés du voile**

Définir **Material** : **BETON**

On coche **Shell** et **Thick Plate** si l'épaisseur de voile dépasse 20 cm.

On choisit le menu **Define** puis **wall/slab** ou bien  pour créer les dalles, on clique sur **Add new slab** et on spécifie le nom et l'épaisseur.




**Figure IV.20 : création de nouvelle dalle**      **Figure IV.21 : propriétés de la dalle.**

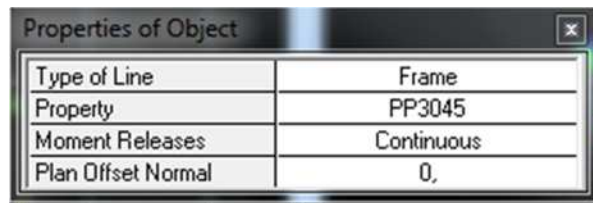
Definer **Material** : OTHER

On coche **Plate**.

Après qu'on a affecté les caractéristiques de chaque élément on passe à la disposition de ces éléments.


a) **Poutres principales et secondaires:**

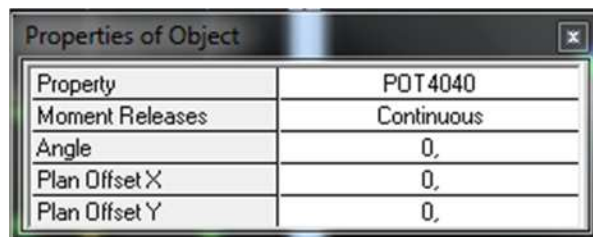
On clique sur  puis on choisit PP ou PS et on sélectionne les Grid Ligne que porte nos élément.



**Figure IV.22 : création des poutres**


b) **Les poteaux :**

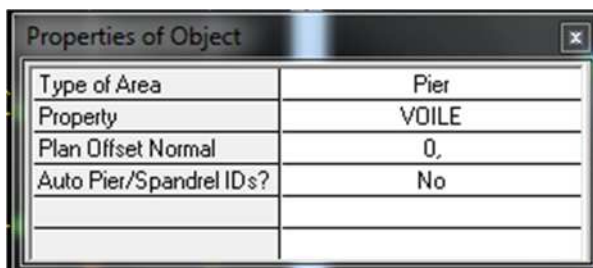
On clique sur  puis choisit Pot 40x40 ou 35x35 et on sélectionne les nœuds qui porte les poteaux.



**Figure IV.23 :création des poteaux**

c) **Les voiles :**

On clique sur  puis choisit exemple VOILE et on sélectionne les Grid Ligne qui porte le voile.



**Figure IV.24 : création des voiles**

### d) La dalle pleine :

On clique sur  puis on choisit DP et on sélectionne les Grid Ligne qui porte la dalle pleine.

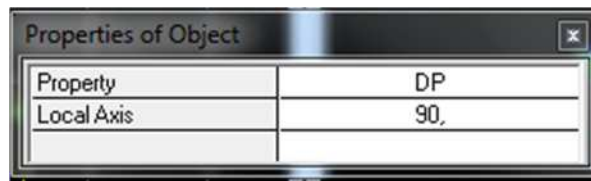



Figure IV.25 :création des dalles pleines

### IV.3.5.4. Quatrième étape :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

#### 1) Charges statiques (G et Q):

La structure est soumise a des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur : Define puis sur static Load Cases , ou bien .

- **Charges permanentes :**

Load Name (Nom de la charge): G

Type : DEAD (permanente)

Self weightmultiplier (Coefficient interne poids propre) : 1

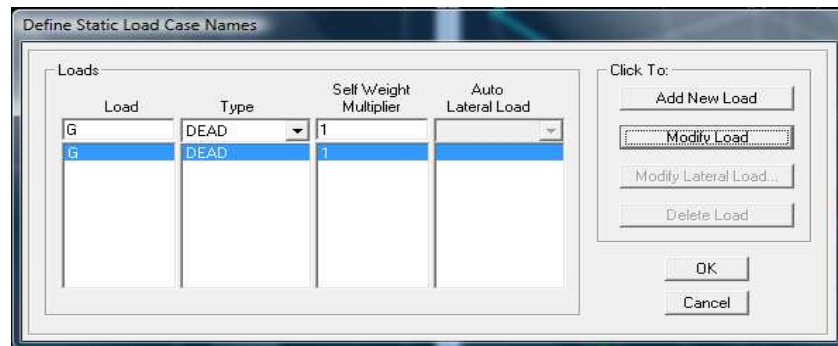


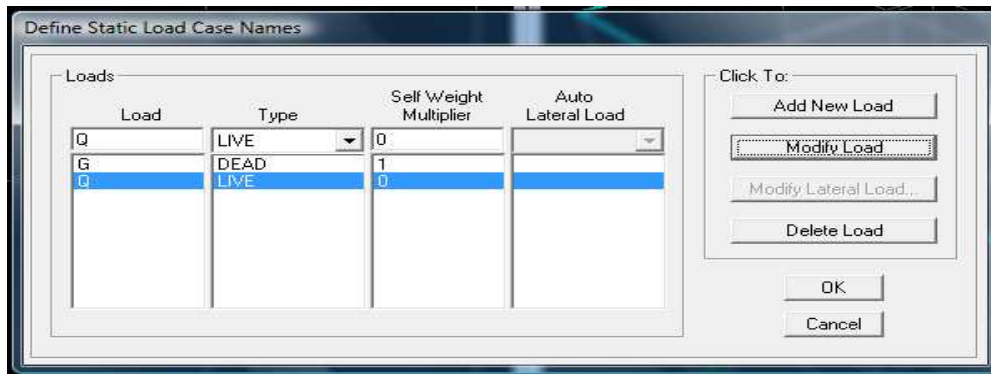
Figure IV.26 : nom des charges permanentes

- **Surcharges d'exploitation :**

Load Name (Nom de la charge): Q

Type : LIVE (exploitation)

Self weightmultiplier (Coefficient interne poids propre) : 0



**Figure IV.27 : Nom des charges d'exploitations**

### 2) Charge dynamique (E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS**. Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (**S<sub>a</sub>/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

#### Données à introduire dans le logiciel :

-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icone SRPA99V2003.exe .

- **Coeff d'accélération de zone A =0.3**  
selon la zone de sismicité (de notre cas III)  
et le groupe d'usages (de notre cas groupe 1b)
- **Coeff comportement : 5**
- **Coeff d'amortissement ξ : 10%**
- **Site : S3.**
- **Facteur de qualité (Q): Q=1.1**

$$Q=1+\sum P_q$$

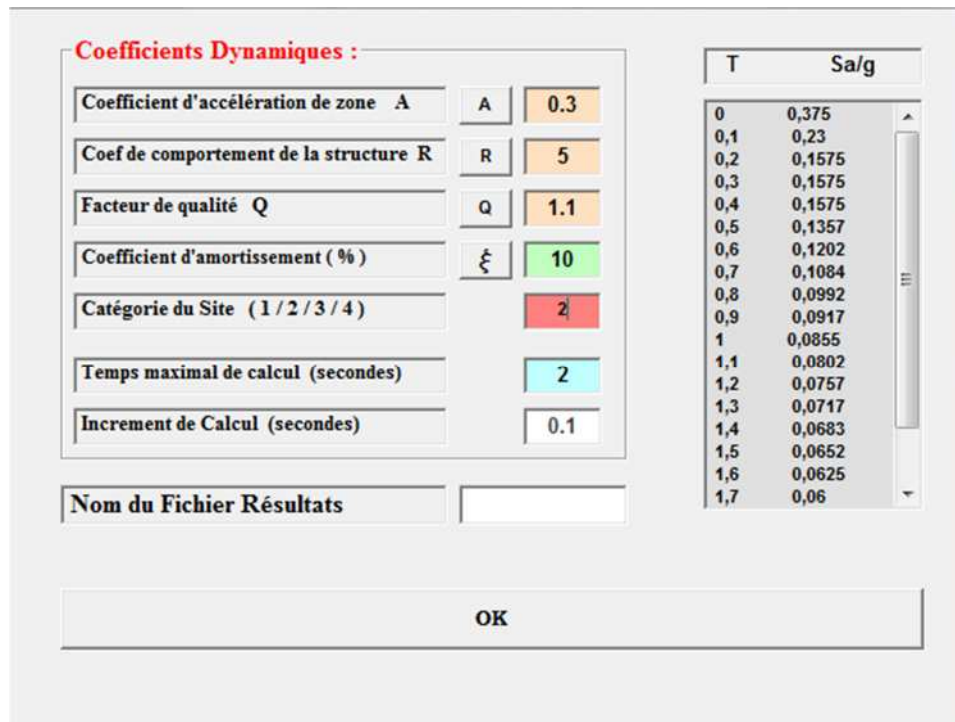



Figure IV.28 : le spectre

Après on clique sur **Sauvegarde Fichier Format ETABS**.

➤ Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

**Define Response Spectrum Functions** ou bien  → **Spectrum from file**

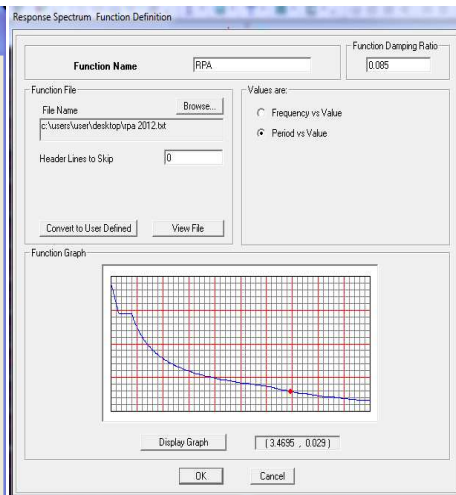
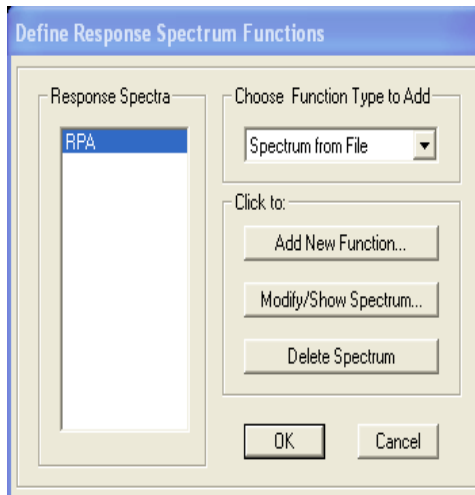



Figure IV.29 : définition de spectre    Figure IV.30 : la réponse de spectre

**Function Name** (nom du spectre): **RPA**.

➤ Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement EX et EY (séisme), pour cela on clique sur :

Define → Reponses spectrum cases ou bien  → Add New Spectrum

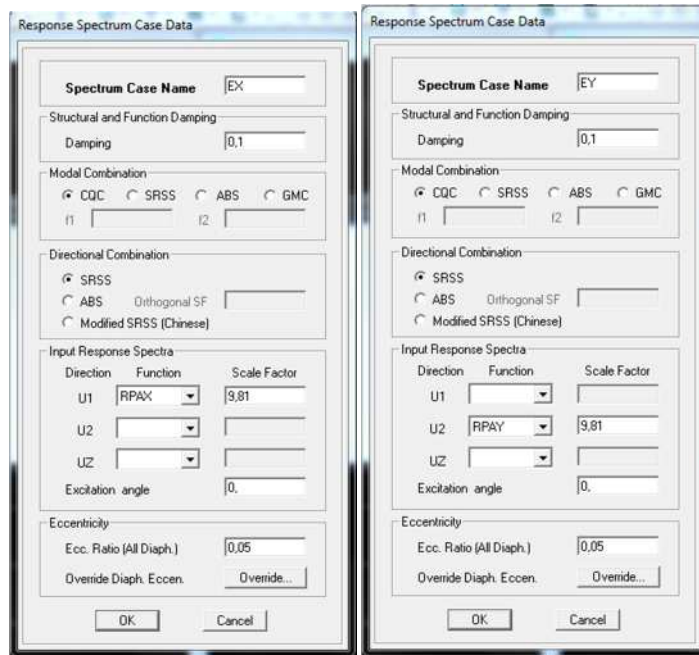


Figure IV.31 : ajout de spectre selon x    Figure IV.32 :ajout de spectre selon y

### On introduit:


$\xi$  (%) le pourcentage d'amortissement critique qui est égale 0,01 (10%) dans la case **Damping**

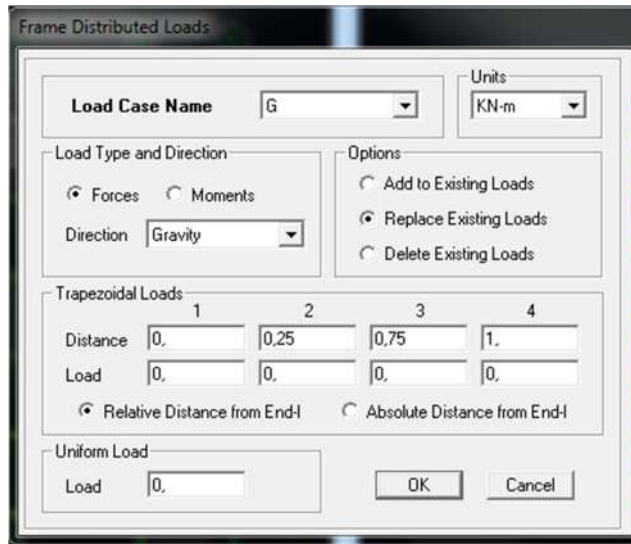
Et l'excentricité qui égale à  $0,05 \times L$  dans la case **Ecc. Ratio (All Diaph.)**.

Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (**U1** et **U2**).

### **IV.3.5.5. 5<sup>ème</sup> étape : chargement des poutres :**

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur :

Assign → **Frame/line Distributedloads** ou bien → 



**Figure IV.33 : la méthode de chargement**

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

#### IV.3.5.6. 6<sup>ème</sup> étape : Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons aux états limites :**

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

**ELS** :  $G+Q$

Et la combinaison **G + 0,2Q**

- **Combinaisons accidentelles du RPA :**


**GQEx** :  $G+Q\pm Ex$

**GQEy** :  $G+Q\pm Ey$

**08GEx** :  $0.8G\pm Ex$

**08GEy** :  $0.8G\pm Ey$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

**Define** → **load Combination Data** ou bien  → **Add New Combo**

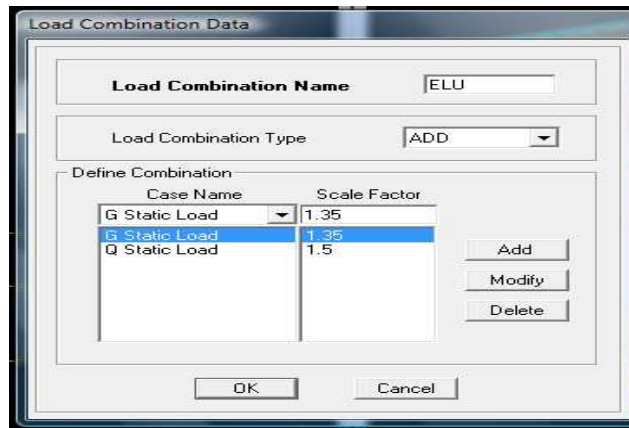


Figure IV.34 : création des combinaisons

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

### IV.3.5.7. 7<sup>ème</sup> étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

- **APPUIS :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encasté** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds d'appuis de base puis on clique sur :


Assign → Joint/point ou bien  → Restraints



Figure IV.35 : encastrement des appuis

- **Mass- Source :**

Define → Mass source

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**

- On donne la valeur 1 pour la charge permanente
- On donne la valeur de  $\beta$  suivant la nature de la structure.

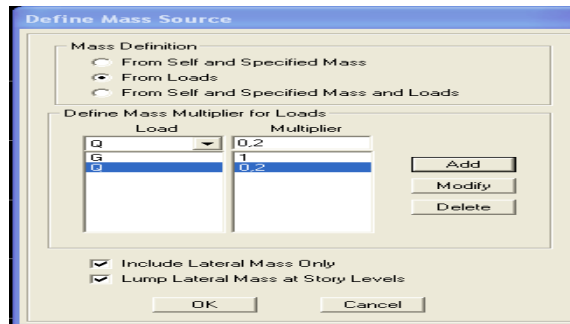


Figure IV.36 : le pourcentage de participation des charges

- **Diaphragmes :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne tout le premier plancher puis on clique sur : spécifier

**Assign** → **Joint/point** → **Diaphragm**, ou bien  → **Add New Diaphragm**.

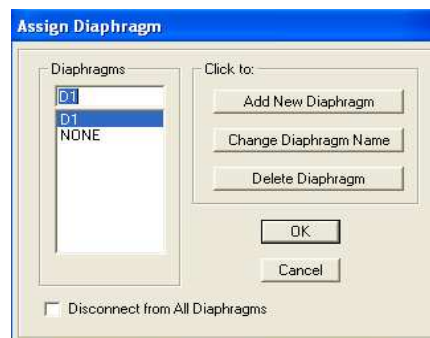


Figure IV.37 : spécification de diaphragme de chaque plancher

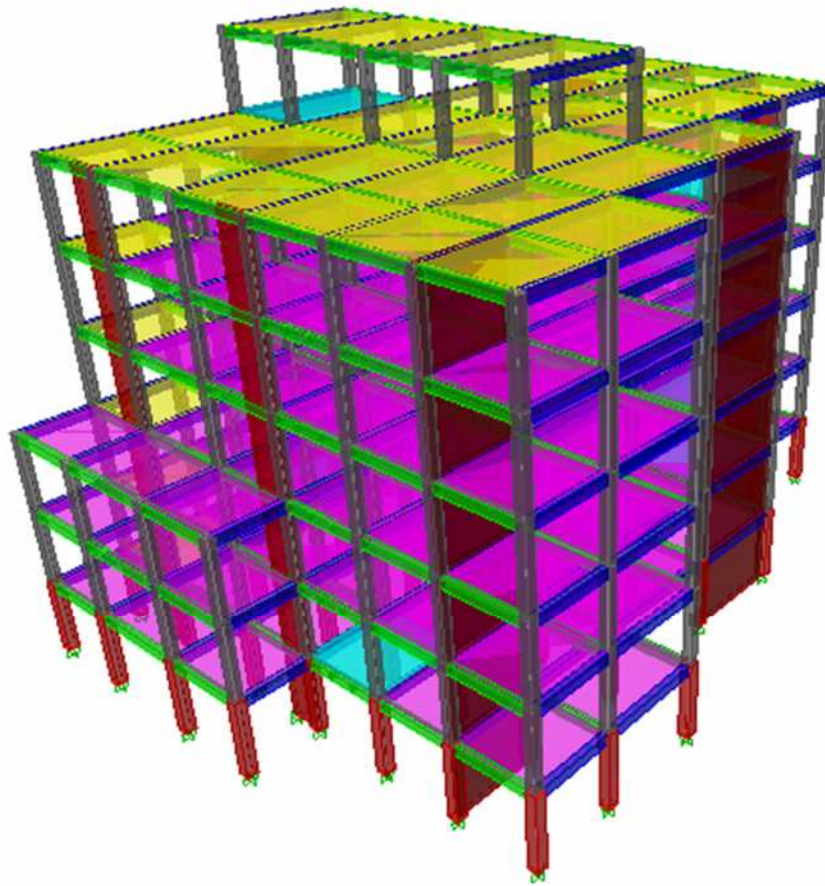
Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

### IV.3.5.8. 8<sup>ème</sup> étape : Analyse et visualisation des résultats :

#### Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **RunAnalysis**.

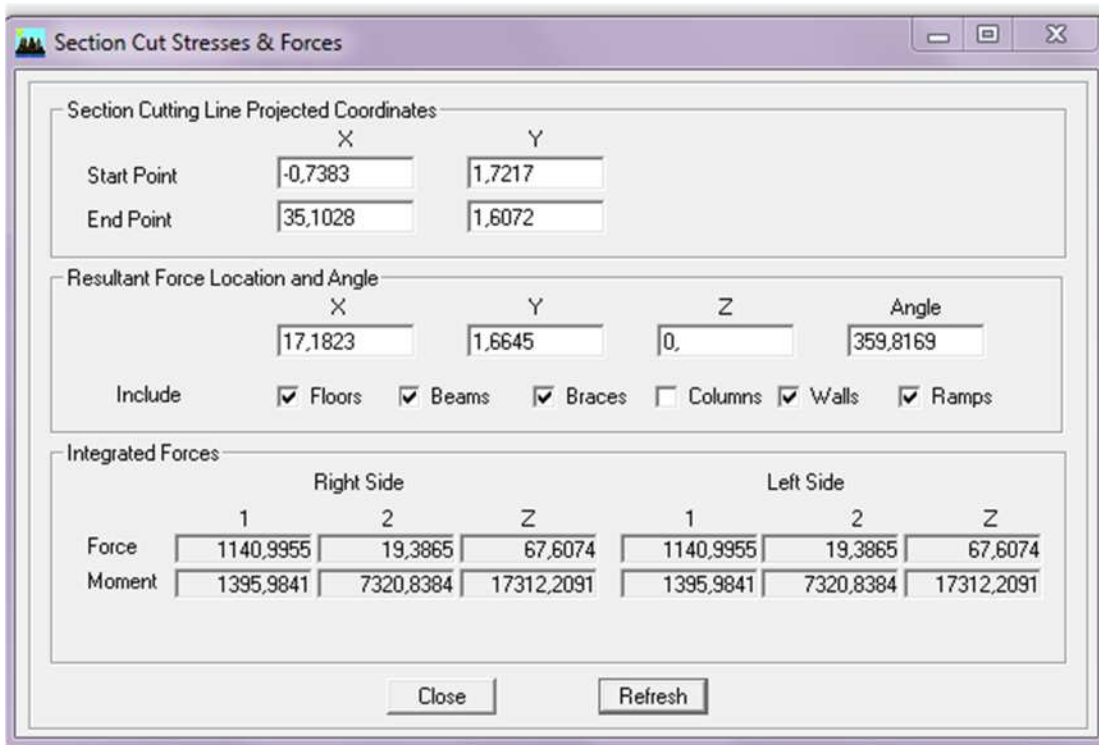
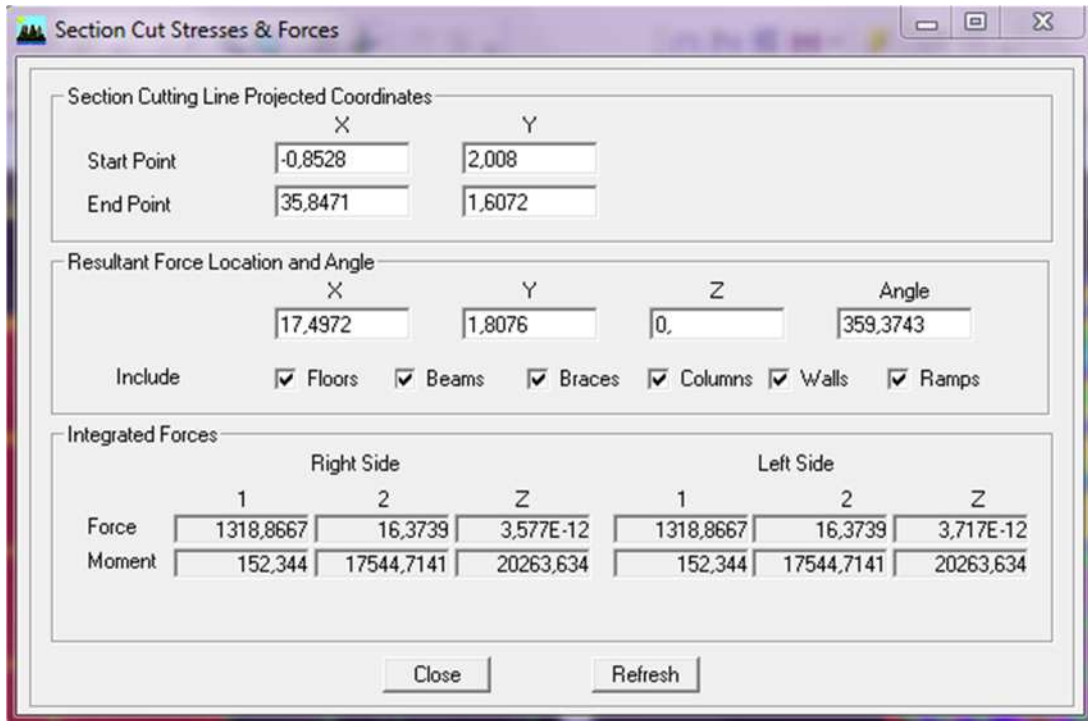


**Figure IV.39 : schéma final de notre structure en 3D**

## Chapitre IV : Modélisation et vérification de RPA

- **Etudes de contreventement et Calcul de coefficient de comportement R :**

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par l'ETABS version 9.6.0



**Figure IV.40 : Figure donnant l'effort tranchant à la base sous l'action de EX**

## Chapitre IV : Modélisation et vérification de RPA

- **Sens x-x :**

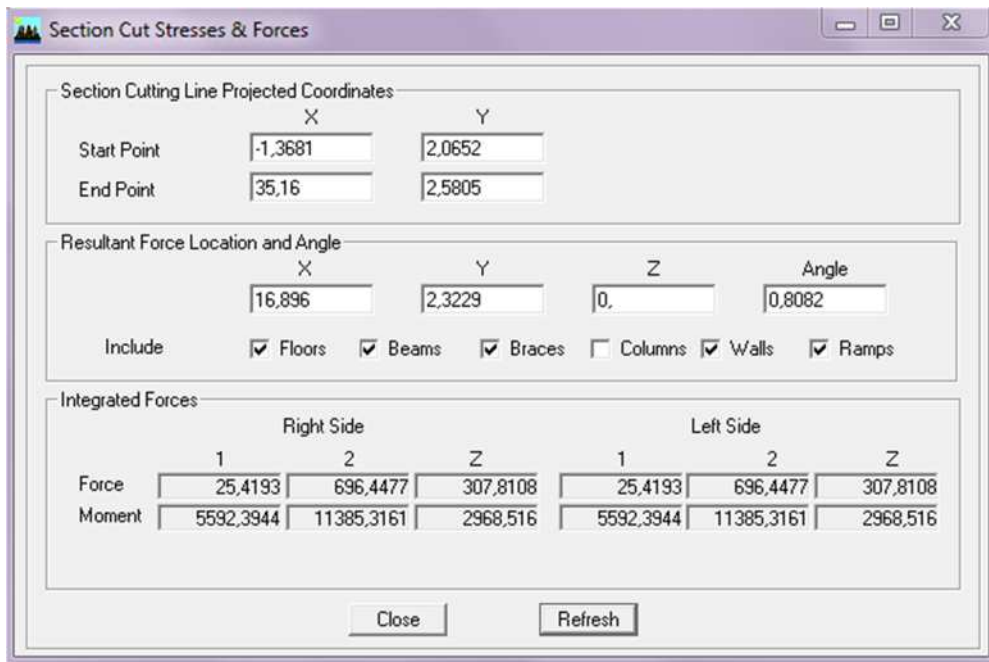
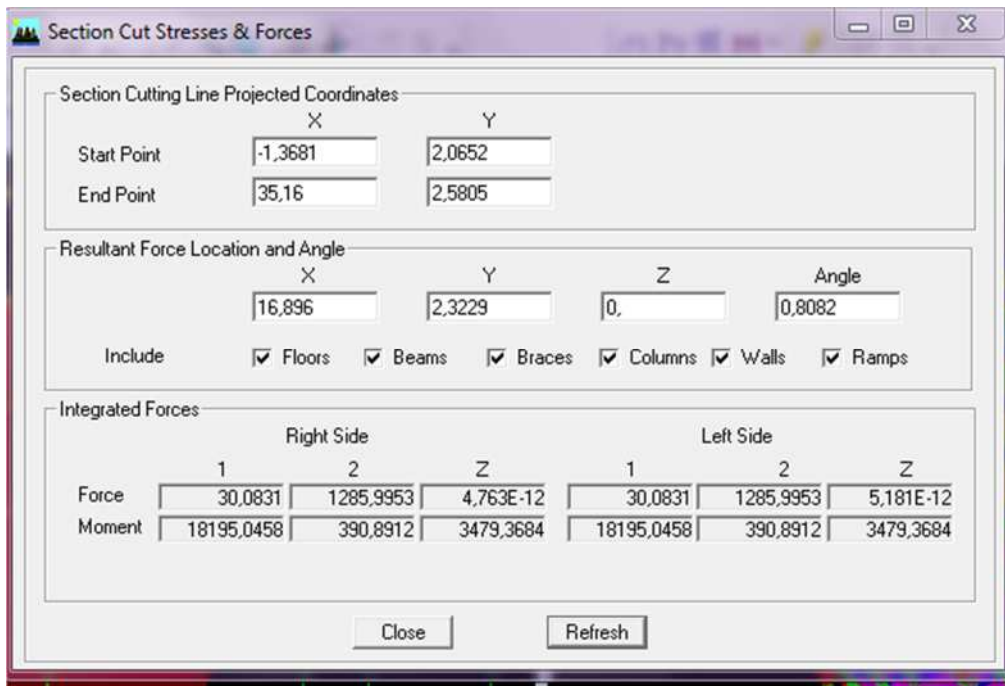
On a : 1318.8679  $\longrightarrow$  100%  
 1140.9955  $\longrightarrow$  x

X : Etant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{1140.9955 \times 100}{1318.8679} = 86.51\%$$

Donc : L'Effort repris par les voiles = 86.51%

L'Effort repris par les portiques = 13.14%



**Figure IV.41. Figure donnant l'effort tranchant à la base sous l'action de  $E_y$**

## Chapitre IV : Modélisation et vérification de RPA

On a : 1285.9953 → 100%  
 696.4477 → x

X : Etant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{696.4477 \times 100}{1285.9953} = 54.15 \%$$

Donc : L'Effort repris par les voiles = 54.15%  
 L'Effort repris par les portiques = 45.85%

### Conclusion:

D'après les résultats obtenus ci-dessus, à savoir que dans le sens X-X ce sont les voiles qui reprennent 86.51 % de l'effort sismique et que dans le sens Y-Y, les voiles ne reprennent que 54.15% de l'effort sismique, nous avons opter pour un contreventement mixte (portiques + voiles

### IV.4. Vérification des exigences du RPA:

#### IV.4.1. Pourcentage de participation de la masse modale:

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,496582	0,0035	74,0346	0,0035	74,0346
2	0,279999	68,0767	0,0028	68,0802	74,0374
3	0,268729	0,3815	0,0146	68,4617	74,052
4	0,150345	0,0018	13,7936	68,4635	87,8457
5	0,086652	5,3787	0	73,8422	87,8457
6	0,083178	0,0003	2,9266	73,8426	90,7722
7	0,074517	0,7302	0,0168	74,5728	90,7891
8	0,066763	2,433	0,6931	77,0058	91,4822
9	0,065651	9,5045	1,5739	86,5103	93,0561
10	0,064727	4,7288	1,415	91,2391	94,4711
11	0,043163	0,0037	2,9444	91,2428	97,4155
12	0,034304	2,7765	0,0457	94,0193	97,4612

*Tableau IV-1 ) Période et participation massique :*

## Chapitre IV : Modélisation et vérification de RPA

La somme des masses modales dans le 6<sup>ème</sup> mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans le sens (Y), et elles les dépasse dans le 10<sup>ème</sup> mode pour le sens (X) d'où la condition du RPA est vérifiée.

Le mode fondamental est un mode qui mobilise le maximum de masses, la translation suivant Y avec une mobilisation de masse de 94.47% et translation suivant X avec une mobilisation de masse de 91.23%.

### IV.4.2. Vérification de l'effort tranchant à la base: (RPAV.2003/Art4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0.80 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $0.8 V/V_t$ .

#### a) Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente:

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad \text{RPA 99 (4-1)}$$

#### b) Déduction des coefficients A, D, Q, et R:

A: coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

$$\left. \begin{array}{l} \text{-Groupe d'usage : 1b} \\ \text{-Zone sismique III} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.3 \text{ (Tab 4.1).}$$

**R: coefficient** de comportement global de la structure fonction de système de contreventement. Donné par le (Tab 4.3), **R = 5** (Mixte portiques/voiles avec interaction).

#### c) Calcul du facteur de qualité Q:

Le facteur de qualité de la structure est fonction de:

- La régularité en plan et en élévation.
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_i$$

**P<sub>q</sub>**: Pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "satisfait ou non " donné par le **tableau 4.4/RPA99mod 2003**.

**-Régularité en plan et en élévation : RPA99 mod 2003 art 3.5.1**

**Régularité en plan :**

il faut vérifier que :

$$0.25 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 4 \quad \text{et} \quad \frac{l_1 + l_2}{L} \leq 0.25$$

$$(1.2 * 5) / 10.3 = 0.58 > 0.25$$

Donc la condition n'est pas vérifiée.

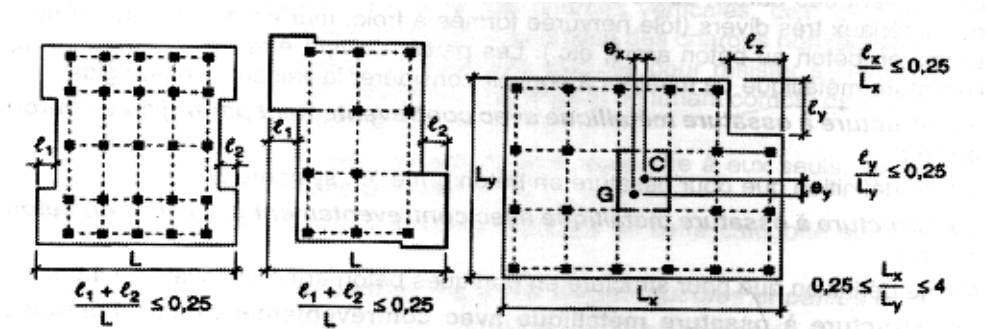


Figure IV.42 : limites des décrochements en plan

**Régularité en élévation :**

- il faut vérifier que :  $B_i / B_{i-1} \geq 0,8$

$$13,7 / 10,3 = 1,33$$

Donc la condition n'est pas vérifiée.

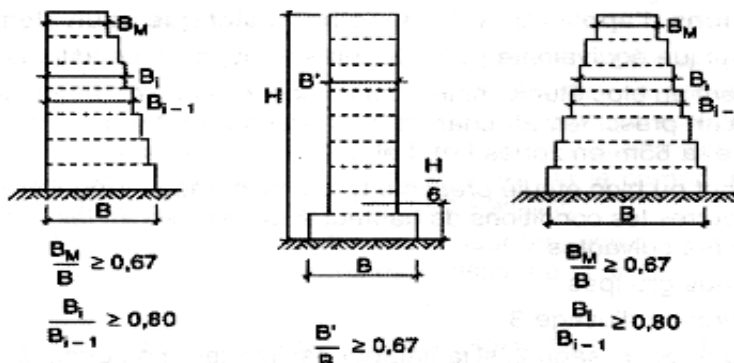


Figure IV.43 : limites des décrochements en élévation

## Chapitre IV : Modélisation et vérification de RPA

**Tableau IV-2) Valeurs de pénalités « Pq » dans les deux sens :**

<b>Pénalité Pq :</b>		
<i>Critère :</i>	<i>Observé:</i>	<i>Nonobservé :</i>
<i>Régularité en plan</i>	<b>0</b>	<b>0,05</b>
<i>Régularité en élévation</i>	/	<b>0.05</b>
<i>Conditions minimales sur les fils de contreventement</i>	/	<b>0.05</b>
<i>Redondance en plan</i>	/	<b>0.05</b>
<i>Contrôle de la qualité des matériaux</i>	<b>0</b>	/0,1
<i>suivi de chantier:</i>	<b>0</b>	/

Donc:  $Q = 1.1$

### Calcul du poids total de la structure $W_t$ :

Du logiciel ETABS:

On déduit le poids de la structure qui égale à **22811.801 KN**

$D$  : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) de RPA99, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T):

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site qui est donnée par le tableau (Tab 4.7) du RPA99: Site ferme  $S_2 T_2 = 0.4s$  .  $\implies$

$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

$\xi$ (%):est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.(Tab 4-2).

le système est constitué de portiques plus que de voiles  $\xi=10\%$   $\implies$

D'où  $\eta=0.76 \geq 0.70$   $\longrightarrow$  condition vérifiée.

•La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

• $C_T$ :coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.**Cas n° 4** : Contreventement assuré partiellement ou Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.  **$C_T=0.05$** .

$$T=0.05 \times (25)^{3/4} = 0,56 \text{ s.}$$

$$D=2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} = 1.76$$

## Chapitre IV : Modélisation et vérification de RPA

Les valeurs de A, D, Q,R, T et  $W_t$  sont résumés dans le tableau suivant:

**Tableau IV-3 )Récapitulatif des valeurs de A, D,R,T et  $W_t$  :**

<i>Paramètre :</i>	<i>Valeur:</i>	<i>Article du RPA:</i>
<i>Coefficient de zone A</i>	<b>0,3</b>	<i>Tablea4.1</i>
<i>Facteur de qualité Q</i>	<b>1,1</b>	<i>Tablea4.4</i>
<i>Période caractéristique T</i>	<b>0,5 sec</b>	<i>Tablea4.7</i>
<i>Poids total de la structure <math>W_t</math></i>	<b>22811.801 KN</b>	/
<i>Coefficient de comportement R</i>	<b>5</b>	<i>Tableau 4.3</i>
<i>Facteur d'amplification D</i>	<b>1,76</b>	<i>formule 4.2</i>

$$V_{RPA} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_T = \frac{0,3 \times 1,76 \times 1,1}{5} \times 22811.801 = 1324.90KN$$

$$V_{\text{etabs } x-x} = 1318.85 \text{ KN} > 0,8V_{RPA} = 1059.90 \text{ KN}.$$

$$V_{\text{etabs } y-y} = 1286.22 \text{ KN} > 0,8V_{RPA} = 1059.90 \text{ KN}$$

Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

### IV.4.3. Déplacements relatifs:

D'après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 (art 4.4.3):

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$ : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement.

**Le déplacement relatif** au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

**Tableau IV-4):Déplacements relatifs sous l'action « Ex » et « Ey » :**

Niveaux	$\delta_{kx}(cm)$	$\delta_{ky}(cm)$	$\Delta_{kx}(cm)$	$\Delta_{ky}$	$1\%h(cm)$	Vérif°:
06	0,00	0,00	0,00	0,00	3,6	✓
05	0,31	0,91	0,06	0,12	3,6	✓
04	0,25	0,79	0,07	0,15	3,6	✓
03	0,18	0,64	0,06	0,18	3,6	✓
02	0,12	0,46	0,06	0,21	3,6	✓
01	0,06	0,25	0,04	0,17	3,6	✓
RDC	0,02	0,08	0,02	0,08	3,6	✓

**Remarque :**

On à pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement).

**IV.4.4. Déplacement maximal:**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

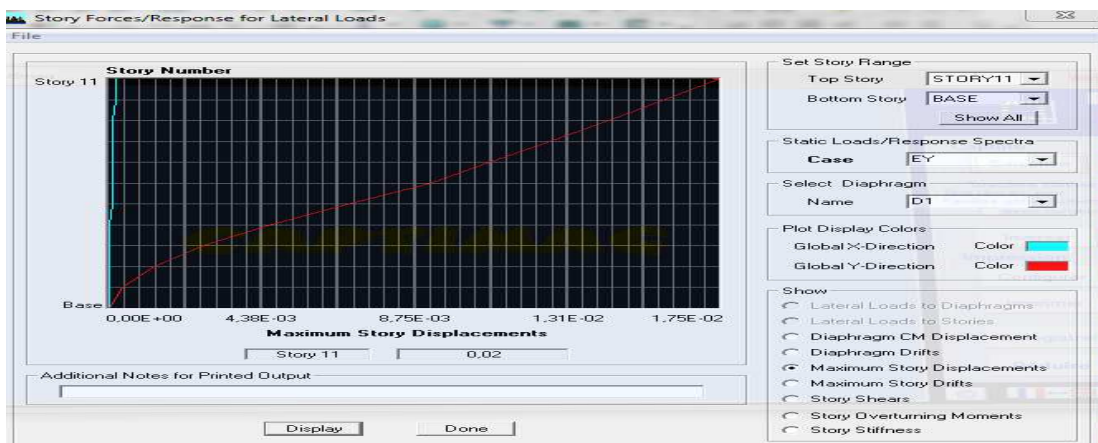
$$\delta_{max} \leq f$$

f: La flèche admissible.

$H_t$ : la hauteur totale du bâtiment.

**a) Sous l'action de Ey :**

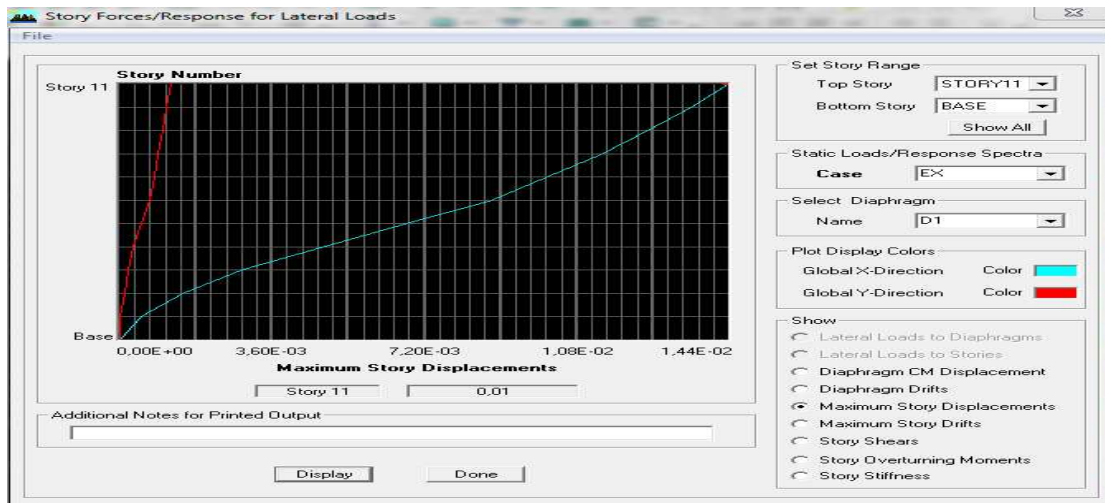
$$\delta_{max}=0.02 \text{ m et } f=Ht/500 =37,74/500 =0.075 \text{ m.....Condition vérifiée.}$$



**Figure IV.44 : déplacement maximal selon y-y**

### b) Sous l'action de Ex :

$\delta_{\max}=0.01$  m et  $f=Ht/500 = 37,74/500 = 0.075$  m.....Condition vérifiée.



**Figure IV.45 : déplacement maximal selon x-x**

### IV.4.5. Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle - additionnelle - égale  $\pm 0.05 L$ , (« L » étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit:  $C_M$ : centre de masse.  
 $C_R$ : centre de rigidité.

On doit vérifier que  $E_x \leq 5\% LL = 21,2$  m

**Tableau IV-5): Vérification de l'excentricité :**

N	Diaphr	$X_{C_M}$	$Y_{C_M}$	$X_{C_R}$	$Y_{C_R}$	$E_x$	$E_y$	5%L	Vérification
06	D	15.800	16.476	16.026	16.479	-0,226	-0,003	1,72	✓
05	D	16.762	14.144	17.546	15.084	-0,784	-0,940	1,72	✓
04	D	17.458	14.942	17.791	14.983	-0,333	-0,041	1,72	✓
03	D	17.336	14.850	17.994	14.773	-0,658	0,077	1,72	✓
02	D	16.477	15.191	18.254	14.435	-1,54	0,756	1,72	✓
01	D	16.374	15.114	18.660	13.888	-1,68	1,220	1,72	✓
RDC	D	16.362	14.775	18.536	13.177	-1,70	1,598	1,72	✓

### IV.5.6. Vérification de l'effet P-Delta:

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » ( $\Delta$ ).

La valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée «négligeable» et donc ignorée dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta:

- **Le grand effet P-U** : Correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- **Le petit effet P- $\delta$**  : Considéré au niveau des éléments de la structure.

Le règlement RPA99/V. 2003 préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure:

$\theta_k = P_K \Delta_K / V_K h_K < 0.1$  tel que :

Si  $\theta_k < 0.10$  : les effets de 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés.

Si  $0.10 < \theta_k < 0.20$  il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à  $1/(1-\theta_k)$ .

Si  $\theta_k > 0.20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$P_K$ : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

$V_K$ : effort tranchant d'étage au niveau «K».

$\Delta_K$ : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau «K-1».

$h_K$ : hauteur de l'étage «K».

↳ L'évaluation de cet effet du 2<sup>ème</sup> ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après

**Tableau IV-6) Vérification de l'effet P-Delta :**

<i>Niv :</i>	$P_K(KN)$	$\Delta_{Kx}$ <i>m</i>	$\Delta_{Ky}$ <i>m</i>	$V_{Kx}$ <i>KN</i>	$V_{Ky}$ <i>KN</i>	$h$ <i>K</i>	$\theta_{KX}$	$\theta_{KY}$	<i>Verif</i>
<b>06</b>	636,1	0,0000	0,0000	60,14	43,83	3,6	0,000	0,000	✓
<b>05</b>	4272,52	0,0006	0,0012	226,33	204,56	3,6	0,003	0,006	✓
<b>04</b>	7469,78	0,0007	0,0015	617,83	560,06	3,6	0,002	0,005	✓
<b>03</b>	7390,69	0,0006	0,0018	835,99	845,07	3,6	0,001	0,004	✓
<b>02</b>	7940,13	0,0006	0,0021	1018,75	1072,28	3,6	0,001	0,004	✓
<b>01</b>	8297,67	0,0004	0,0017	1205,32	1214,72	3,6	0,0007	0,003	✓
<b>RDC</b>	8568,76	0,0002	0,0008	1318,85	1286,22	3,6	0,0003	0,001	✓

D'après le tableau l'effet P-Delta peut être négligé.

### *Conclusion :*

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que:

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié.
- Ce modèle présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailé les différents éléments structuraux.

### V.1. Ferrailage des poutres :

#### V.1.1. Introduction :

Les poutres seront calculées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Le ferrailage des poutres sera déterminé en fonction des moments fléchissant max, qui seront données par les combinaisons suivantes :

$$\text{Selon le BAEL 91} \quad \begin{cases} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \quad \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$$

#### V.1.2. Recommandations du RPA99 version 2003 :

##### a) Armatures longitudinales

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

✓ **Poutre principales de (30x45) :**

$$A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$$

✓ **Poutre secondaire de (30x40) :**

$$A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

✓ **Poutres principales de (30x45) :**

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 \text{ ( en zone courante).}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 \text{ ( en zone de recouvrement).}$$

✓ **Poutres secondaires de (30x40) :**

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement)}$$

- La longueur minimale de recouvrement est de **50Ø** en zone **III**.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

### b) Armatures transversales

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :  $A_t = 0,003 \times S_t \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_{tmax} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) \text{ en zone nodale et en travée}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement}$$

La valeur du diamètre( $\phi$ )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 disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### V.1.3. Etapes de calcul des armatures longitudinales :

#### a) Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} \text{ avec } f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

#### Situation courante

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pour } \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

#### Situation accidentelle

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pour } \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1,00 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = 21,74 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

#### b) Calcul des moments réduit limite :

$$\left. \begin{array}{l} f_e E400 \\ \gamma_s = 1,15 \end{array} \right\} \rightarrow \mu_l = 0,392$$

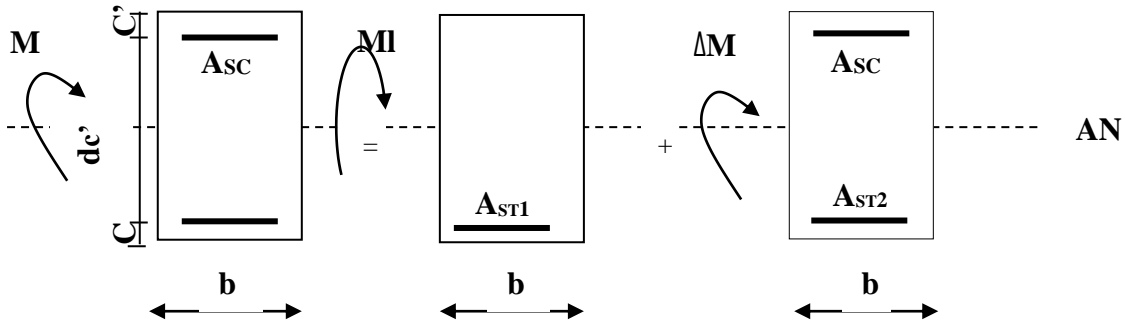
#### On distingue deux cas :

**A/Si :**  $\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow$  section simplement armée **SSA**

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires :  $A_{sc} = 0$

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

**B/Si** :  $\mu > \mu_l = 0,392 \rightarrow$  Section doublement armée **SDA**



**Figure V.1 : ferrailage des poutres.**

$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{Ml}{\beta \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

## Chapitre V : ferrailages des éléments structuraux

Les résultats obtenus seront résumés dans les tableaux suivants :

**✚ Les poutres principales :**

Niveaux	Combinaison	$M_{max}$ (kN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_{st}(cm^2)$	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	Ferrailage	$A_u$ adoptée
6 <sup>ème</sup> étage	ELU	104.103	0.130	SSA	0.930	7.47	6.75	3HA14+3HA16	10.65 $cm^2$
5 <sup>ème</sup> étage	ELU	104.103	0.130	SSA	0.930	7.47	6.75	3HA14+3HA16	10.65 $cm^2$
4 <sup>ème</sup> étage	ELU	104.103	0.130	SSA	0.930	7.47	6.75	3HA14+3HA16	10.65 $cm^2$
3 <sup>ème</sup> étage	ELU	104.103	0.130	SSA	0.930	7.47	6.75	3HA14+3HA16	10.65 $cm^2$
2 <sup>ème</sup> étage	ELU	104.103	0.130	SSA	0.930	7.47	6.75	3HA14+3HA16	10.65 $cm^2$
1 <sup>ème</sup> étage	ELU	104.103	0.130	SSA	0.930	7.47	6.75	3HA14+3HA16	10.65 $cm^2$
RDC	ELU	104.103	0.130	SSA	0.930	7.47	6.75	3HA14+3HA16	10.65 $cm^2$

**Tableau V.1 : Ferrailage des poutres principales (en travée)**

## Chapitre V : ferrailages des éléments structuraux

Niveaux	Combinaison	$M_{max}$ (kN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_{st}(cm^2)$	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	Ferrailage	$A_u$ adoptée
6 <sup>ème</sup> étage	Combinaisons RPA+ELU	114.107	0.144	SSA	0.922	8.27	6.75	3HA14+3HA16	9,24cm <sup>2</sup>
5 <sup>ème</sup> étage	Combinaisons RPA+ELU	114.107	0.144	SSA	0.922	8.27	6.75	3HA14+3HA16	9,24cm <sup>2</sup>
4 <sup>ème</sup> étage	Combinaisons RPA+ELU	114.107	0.144	SSA	0.922	8.27	6.75	3HA14+3HA16	9,24cm <sup>2</sup>
3 <sup>ème</sup> étage	Combinaisons RPA+ELU	114.107	0.144	SSA	0.922	8.27	6.75	3HA14+3HA16	9,24cm <sup>2</sup>
2 <sup>ème</sup> étage	Combinaisons RPA+ELU	114.107	0.144	SSA	0.922	8.27	6.75	3HA14+3HA16	9,24cm <sup>2</sup>
1 <sup>ème</sup> étage	Combinaisons RPA+ELU	114.107	0.144	SSA	0.922	8.27	6.75	3HA14+3HA16	9,24cm <sup>2</sup>
RDC	Combinaisons RPA+ELU	114.107	0.144	SSA	0.922	8.27	6.75	3HA14+3HA16	9,24cm <sup>2</sup>

**Tableau V.2 : Ferrailage des poutres principales (aux appuis)**

## Chapitre V : ferrailages des éléments structuraux

### ✚ Les Poutre Secondaire:

Niveaux	Combinaison	$M_{max}$ (kN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_{st}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	$A_u$ adoptée
6 <sup>ème</sup> étage	ELU	71.56	0.116	SSA	0.938	5.76	6	3HA12+3HA14	8.01cm <sup>2</sup>
5 <sup>ème</sup> étage	ELU	71.56	0.116	SSA	0.938	5.76	6	3HA12+3HA14	8.01cm <sup>2</sup>
4 <sup>ème</sup> étage	ELU	71.56	0.116	SSA	0.938	5.76	6	3HA12+3HA14	8.01cm <sup>2</sup>
3 <sup>ème</sup> étage	ELU	71.56	0.116	SSA	0.938	5.76	6	3HA12+3HA14	8.01cm <sup>2</sup>
2 <sup>ème</sup> étage	ELU	71.56	0.116	SSA	0.938	5.76	6	3HA12+3HA14	8.01cm <sup>2</sup>
1 <sup>ème</sup> étage	ELU	71.56	0.116	SSA	0.938	5.76	6	3HA12+3HA14	8.01cm <sup>2</sup>
RDC	ELU	50.12	0.116	SSA	0.938	5.76	6	3HA12+3HA14	8.01cm <sup>2</sup>

**Tableau V.3 : Ferrailage des poutres secondaire (en travée)**

## Chapitre V : ferrailages des éléments structuraux

Niveaux	Combinaison	$M_{max}$ (kN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_{st}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	$A_u$ adoptée
6 <sup>ème</sup> étage	Combinaisons RPA+ELU	98.95	0,160	SSA	0,912	8.20	6	3HA14+3HA14	9.24cm <sup>2</sup>
5 <sup>ème</sup> étage	Combinaisons RPA+ELU	98.95	0,160	SSA	0,912	8.20	6	3HA14+3HA14	9.24cm <sup>2</sup>
4 <sup>ème</sup> étage	Combinaisons RPA+ELU	98.95	0,160	SSA	0,912	8.20	6	3HA14+3HA14	9.24cm <sup>2</sup>
3 <sup>ème</sup> étage	Combinaisons RPA+ELU	98.95	0,160	SSA	0,912	8.20	6	3HA14+3HA14	9.24cm <sup>2</sup>
2 <sup>ème</sup> étage	Combinaisons RPA+ELU	98.95	0,160	SSA	0,912	8.20	6	3HA14+3HA14	9.24cm <sup>2</sup>
1 <sup>ème</sup> étage	Combinaisons RPA+ELU	98.95	0,160	SSA	0,912	8.20	6	3HA14+3HA14	9.24cm <sup>2</sup>
RDC	Combinaisons RPA+ELU	98.95	0,160	SSA	0,912	8.20	6	3HA14+3HA14	9.24cm <sup>2</sup>

**Tableau V.4 : Ferrailage des poutres secondaire (aux appuis)**

### V.1.4. Vérification à l'ELU :

#### a) Justification de l'effort tranchant :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente «  $\tau_u$  », prise

Conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \quad \text{avec } T_u^{\max} : \text{effort tranchant maximal à l'ELU}$$

$$\text{poutre principale : } \tau_u = \frac{174.39 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,43} = 1,35 \text{ MPa}$$

$$\text{poutre secondaire: } \tau_u = \frac{57.05 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,38} = 0,50 \text{ MPa}$$

#### b) Vérification de la tangente du béton :(5.1. 211 /BAEL91) :

La fissuration est préjudiciable, la contrainte doit vérifier :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) \rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20 \times 25}{1,5} = 3,33; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Poutres principale (30x35):  $\tau_u = 1,35 < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée**

Poutres secondaire (30x35):  $\tau_u = 0,50 < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée**

#### c) Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :

##### ◆ Influence sur le béton :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times b \times d \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{❖ Poutres principales : } T_u = 174.39 \text{ kN} \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times 0,30 \times 0,43 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 774 \text{ kN}$$

$$\text{❖ Poutres secondaires : } T_u = 57.05 \text{ kN} \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times 0,30 \times 0,38 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 684 \text{ kN}$$

##### ◆ Influence sur les armatures

Lorsqu'au droit d'un appui : on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à  $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$ .

$$D'où : A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$$\checkmark \text{ Poutres principales : } 174.39 - \frac{114.107}{0,9 \times 0,43} = -120.46 < 0$$

$$\checkmark \text{ Poutres secondaires : } 57.05 - \frac{98.95}{0,9 \times 0,38} = -232.27 < 0$$

## Chapitre V : ferrailages des éléments structuraux

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

### d) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (BAEL91 Art.6.1. 3) :

$$\tau_e \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa. } \Psi_s = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{\tau_u^{\max}}{0.9 \times d \times \Sigma u_i}$$

$\Sigma u_i$  : Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

#### • Poutres principales :

$$3\text{HA}16+3\text{HA}14 \Rightarrow \Sigma U_i = n. \pi. \varphi = (3 \times 16 + 3 \times 14) \times 3,14 = 28,26 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{174.39 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.43 \times 0.2826} = 1,59 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

#### • Poutres secondaires :

$$3\text{HA}14 \Rightarrow \Sigma U_i = n. \pi. \varphi = 26.37 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{57.05 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.38 \times 0.2637} = 0.632 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

### e) Calcul de la longueur de scellement droit des barres (BAEL91 Art A6-1.21) :

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

avec:

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5^2) \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

$$\text{pour les } T_{16} \quad l_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,84} = 56,33 \text{ cm}$$

$$\text{pour les } T_{14} \quad l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,29 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL (Art A.6.1,253/BAEL91) à admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne : terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égal à 0,4  $l_s$  pour les aciers HA.

$$\text{Pour les } T_{16} \quad L_a = 0,4 \times 56,33 = 22,53 \text{ cm} \rightarrow L_a = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$\text{Pour les } T_{14} \quad L_a = 0,4 \times 49,29 = 19,71 \text{ cm} \rightarrow L_a = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

## f) Calcul des armatures transversales :

### ❖ Poutres principale

$$\phi_t \leq \min \left\{ \left( \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right) \right\} = \min \{ 1,28 ; 1,4 ; 3 \} = 1,28 \text{cm.}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit  $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{cm}^2$

### ❖ Espacement max des armatures transversales :(Art A.5.1,22 / BAEL91)

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

$$S_t \leq \min(38,7 \text{cm} ; 40 \text{cm}) = 38,7 \text{cm.}$$

On prend:  $S_t = 20 \text{cm}$

### • Exigences du RPA pour les aciers transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003):

#### ❖ Poutres principales :

##### ◆ Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi \right) = \min \left( \frac{45}{4} ; 12 \times 1,6 \right) = \min(11,25 ; 19,2) = 11,25 \text{cm}$$

On opte pour  $S_t = 8 \text{cm}$

##### ◆ Zone courante :

$$S_t \leq \min \frac{h}{2} = 22,5 \text{cm}$$

On prend:  $S_{t\text{max}} = 20 \text{cm}$

#### ❖ Poutres secondaires :

##### ◆ Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi \right) = \min \left( \frac{40}{4} ; 12 \times 1,4 \right) = \min(10 ; 16,8) = 10 \text{cm}$$

On opte pour  $S_t = 8 \text{cm}$

##### ◆ Zone courante :

$$S_t \leq \min \frac{h}{2} = 20 \text{cm}$$

On prend:  $S_{t\text{max}} = 15 \text{cm}$

### • Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left( \frac{h}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \right) \text{cm}$$

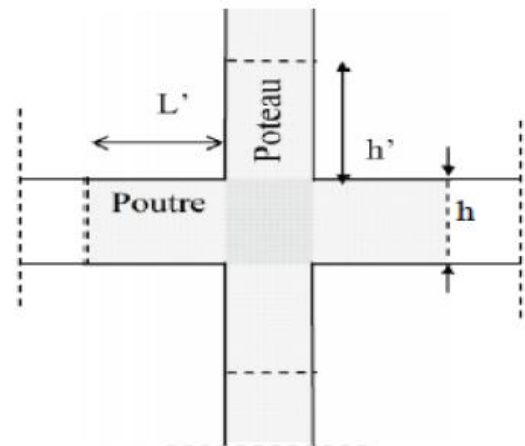


Figure V.2 : Délimitation de la zone

## Chapitre V : ferrailages des éléments structuraux

---

**h** : Hauteur des poutres.

**b1** et **h1** : dimensions du poteau.

**he** : hauteur entre nus des poutres.

### -Les poutres :

$L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$  poutres principales (30x45).

$L' = 2 \times 40 = 70 \text{ cm}$  poutres secondaires (30x40).

### Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à **5 cm** au plus du nu d'appui ou d'encastrement.

### • Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

### V.1.5. Vérifications à l'ELS :

#### a) Vérification de la condition de non fragilité :

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

#### ❖ Poutres principale (30x45) :

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 43 \times \frac{2,1}{400} = 1,55$$

#### ❖ Poutres secondaire (30x40) :

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,37$$

La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

#### b) Vérification de la résistance du béton à la compression : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$\beta_1$  et  $k_1$  en fonction de

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

## Chapitre V : ferrailages des éléments structuraux

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

		$M_s$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$K_1$	$\beta_1$	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
<b>PP</b>	En travée	75.85	10.65	0.825	23,53	0,870	190.37	8.09	15	Condition vérifié
	Aux appuis	116.106	9.24	0.716	25.71	0,867	337.05	13.10	15	Condition vérifié
<b>PS</b>	En travée	31.64	8.01	0.702	25.98	0,878	118.39	4.55	15	Condition vérifié
	Aux appuis	51.65	9.24	0.810	23.82	0,871	168.88	7.08	15	Condition vérifié

### Remarques :

Au vu des résultats des contraintes obtenues dans les éléments (poutres), nous constatons que ces contraintes sont très faibles comparées aux contraintes admissibles. Ce qui veut dire que nos poutres sont surdimensionnées et très ferrillées. Pour un calcul économique, il est recommandé et souhaité qu'un nouveau calcul soit mené en respectant les dimensions et les sections minimums d'armatures imposés par le R.P.A.

### c) Etat limite de déformation :

#### -Vérification de la flèche : (BAEL 91/ Art B .6.5.2)

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche «  $f$  », qui ne doit pas dépasser la valeur limite «  $\bar{f}$  ».

#### ✓ Valeurs limites de la flèche :

$$\text{Pour } L \leq 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500}$$

L : La portée mesurée entre nus d'appuis.

$$\text{Poutres secondaire: } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm}$$

$$\text{Poutres principales : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{650}{500} = 1.30 \text{ cm}$$

#### ✓ La flèche tirée par le logiciel ETABS est :

$$\text{Poutres secondaire : } f = 0,038 \text{ cm} < \bar{f} = 1$$

$$\text{Poutres principales : } f = 0,295 \text{ cm} < \bar{f} = 1.30$$

⇒ Donc la flèche est vérifiée

✓ **Disposition des armatures :**

Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être au moins égale à :

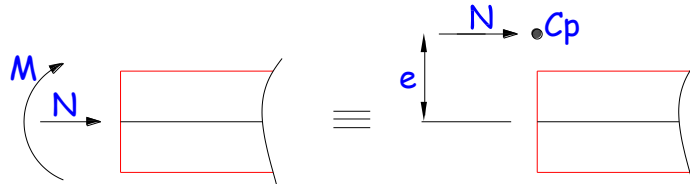
- $\frac{1}{5}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{1}{10}$  de la porté

## VI.2. Ferrailage des poteaux :

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément à l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction.

Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section

d'une quantité :  $e = \frac{M}{N}$



**Figure V.3 : L'application l'effort normal.**

Lorsque N est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.

Une section soumise à la flexion composée peut être entièrement tendue, partiellement comprimée et entièrement comprimée.

Les sollicitations à prendre en considération sont les suivantes :

- $N_{\max} \rightarrow M_{corr}$
- $N_{\min} \rightarrow M_{corr}$
- $M_{\max} \rightarrow N_{corr}$

### Combinaisons de charges :

Selon le BAEL 91  $\left\{ \begin{array}{l} ELU : 1,35 G + 1,5 Q \\ ELS : G + Q \end{array} \right.$

Selon le RPA version 2003  $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$

### V.2.1. Les Recommandations du RPA99 modifié 2003 :

#### A- Pour les armatures longitudinales :(Art.7.4.2.1 RPA 99/V2003)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport aux sections du béton sont :

**✚ Le pourcentage minimal d'armatures sera de 0,9% bh (en zone III) :**

Poteaux (50x50) :  $A_{\min} = 0,009 \times 50 \times 50 = 22,5 \text{ cm}^2$

Poteaux (40x40) :  $A_{\min} = 0,009 \times 40 \times 40 = 14,4 \text{ cm}^2$

## Chapitre V : ferrailages des éléments structuraux

✚ Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de  $6\%bh$  (en zone III) :

Poteaux (50x50) :  $A_{\max} = 0,06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$

Poteaux (40x40) :  $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

✚ Le pourcentage maximal en zone courante sera  $4\%bh$  (en zone III) :

Poteaux (50x50) :  $A_{\max} = 0,04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$

Poteaux (40x40) :  $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

- Le diamètre minimal est de **12mm**.
- La longueur minimale des recouvrements est de  **$50\phi$**  ( zone III ).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20cm en zone III**.
- La zone nodale est définie par  $L'$  et  $h'$ .

$L' = 2h$

$h' = \max ( h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm} )$

$(h_1 ; b_1)$ : section de poteau

$h_e$  : hauteur d'étage

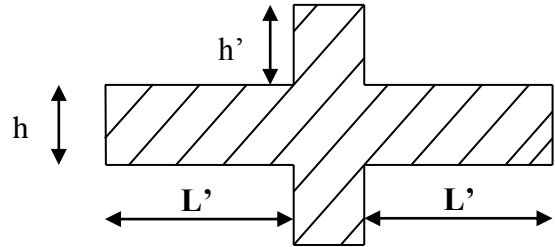


Figure V.4 : Zone nodale des poteaux

Sections des poteaux	Pourcentage minimal	Pourcentage maximal	
	$A_{\min} = 0,9\% \times b \times h$ ( $\text{cm}^2$ )	Zone courante $A_{\max} = 0,04 \times b \times h$	Zone de recouvrement $A_{\max} = 0,06 \times b \times h$
(50 X 50)	22 ,5	100	150
(40 X 50)	14 ,4	64	96

Tableau V.5 : sections minimales et maximales dans les poteaux.

### B- Pour les armatures Transversales :

Les armatures transversales ont principalement un rôle de maintien des armatures longitudinales, elles évitent ainsi leur flambement.

## Chapitre V : ferrailages des éléments structuraux

---

Ces armatures sont calculées à l'aide de la formule suivante :  $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h \cdot f_e}$

**Avec :**

$T_u$  : Effort tranchant de calcul.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale  $f_e = 400 \text{ Mpa}$ .

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$\rho_a = 2.5$  Si l'élanement géométrique  $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3.75$  Si l'élanement géométrique  $\lambda_g < 5$

$A_t$  : armatures transversales.

$S_t$  : espacement des armatures transversales.  $\begin{cases} S_t \leq \min (10\Phi_l^{\min} \text{ } 15 \text{ cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \geq \min 15\Phi_l^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$

Où  $\Phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

En zone nodale **St=10cm.**

En zone courante **St=15cm.**

- La quantité d'armatures transversales minimale ( $\frac{A_t}{S_t \times b}$  en %) est donnée comme suit:

Si  $\lambda_g \geq 5$   $\longrightarrow A_{\min} = 0,3\% S_t b_1$

Si  $\lambda_g \leq 3$   $\longrightarrow A_{\min} = 0,8\% S_t b_1$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : Par interpolation entre les valeurs limites précédentes

$\lambda_g$  : L'élanement 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<sub>f</sub>** longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de **10**  $\Phi_{\text{minimum}}$  ;

### V.2.2) Résultat des sollicitations :

Les efforts (M, N) obtenues avec le logiciel ETABS sont donnés dans les tableaux suivants :

Sélection des M et N pour chaque niveau :

### V.2.3) Etapes de calcul en flexion composée à l'ELU :

**Calcul du centre de pression :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

N étant un effort de compression, deux cas peuvent se présenter :

- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement comprimée (SEC)

#### ❖ 1<sup>er</sup> Cas section partiellement comprimée (S.P.C) :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

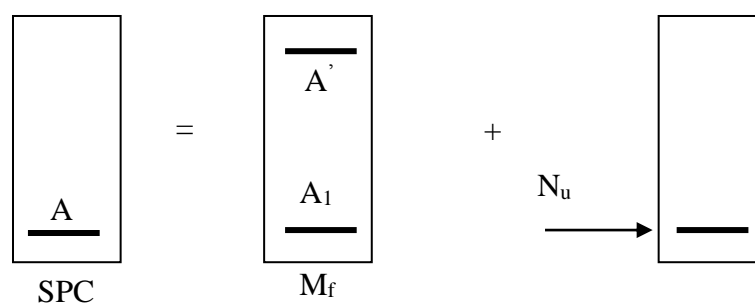
$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$$

**Avec :**

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right);$$

$M_f$  : Moment fictif.



**Figure V.5 : Section d'un poteau à SPC**

## Chapitre V : ferrailages des éléments structuraux

---

### Calcul des armatures :

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

**Si** :  $\mu \leq \mu_1 = 0,392$  .....la section est simplement armée (SSA).

$$\mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est :  $A_s = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_s}$

$\left\{ \begin{array}{l} (-) \Rightarrow N : \text{Effort de compression} \\ (+) \Rightarrow N : \text{Effort de traction} \end{array} \right.$

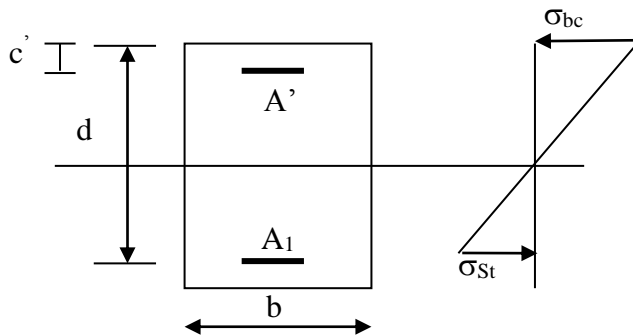
**Si** :  $\mu \geq \mu_1 = 0,392$  .....la section est doublement armée (SDA).

et on calcul :  $M_r = \mu_1 bd^2 f_{bu}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$



**Avec :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$M_r$  : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature :  $A'_s = A'$

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

❖ **2<sup>ème</sup> Cas Section entièrement comprimée (S.E.C) :**

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$e_u \leq \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

Comme on doit aussi vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u (d - c') - M_f > \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

**A**/Si :  $\left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu}$

Les sections d'armatures sont :  $A_1 = \frac{N - \Psi bhf_{bu}}{\sigma_s}$  ;  $A_2 = 0$

**Avec :**

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bu}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

**B**/Si :  $N_u (d - c') - M_f \geq \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu}$

Les sections d'armatures sont :  $A_1 = \frac{M_f - (d - 0,5h) bhf_{bu}}{(d - c') \sigma_s}$  ;  $A_2 = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_s} - A_1$

**Remarque :**

**Si :**  $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$  (excentricité nulle  $\Rightarrow$  compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera :  $A = \frac{N_u - Bf_{bu}}{\sigma_s}$

**Avec :**

B : Aire de la section du béton seul.

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier

**Exemple de calcul dans le sens M3 :**

**Pour les poteaux 50x50cm<sup>2</sup> :**

$N_{\min} = N_U = |-2745.34| \text{KN} \Rightarrow M_{\text{cor}} = M_U = 10.405 \text{KN.m}$

## Chapitre V : ferrailages des éléments structuraux

---

✓ **Position du centre de pression :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{10.405}{2745.34} = 0,0037m \left\langle \left( \frac{h}{2} - c \right) = \left( \frac{0,50}{2} - 0,02 \right) = 0,23m \Rightarrow SEC \right.$$

✓ **Calcul du moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right) = 10.405 + 2745.34(0,23) = 641.83 KN.m$$

✓ **Calcul de:**

$$N_u (d - c') - M_f > (0,337h - 0,81c)bh f_{bu}$$

$$X = (0,337h - 0,81c)bh f_{bu} = \left[ (0,337 \times 0,50 - 0,81 \times 0,02) \times 0,50 \times 0,50 \times 14,2 \times 10^3 \right] = 540,66 kN.m$$

$$Y = N_u (d - c') - M_f = 2745.34 \times (0,48 - 0,02) - 641.83 = 621.02 KN.m$$

Y > X ⇒ **Condition vérifiée**

$$\left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu}$$

✓ **Calcul de :**

$$\left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu} = \left( 0,5 - \frac{0,02}{0,5} \right) \times 0,5 \times 0,5^2 \times 14,2 \times 10^3 = 816,5 kN.m$$

$$\left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu} = 540,66 < N_u (d - c') - M_f = 621.02 < \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu} = 816,5 kN.m$$

⇒ **Condition vérifiée**

✓ **Calcul des armatures :**

$$A_1 = \frac{N - \Psi bh f_{bu}}{\sigma_s} \quad ; \quad A_2 = 0$$

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bu}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}} = \frac{0,3571 + \frac{2745.34(0,48 - 0,02) - 641.83}{0,5 \times 0,5^2 \times 14,2 \times 10^3}}{0,8571 - \frac{0,02}{0,5}} = 0,865$$

## Chapitre V : ferrailages des éléments structuraux

$$A_1 = \frac{N - \Psi b h f_{bu}}{\sigma_s} = \frac{2745.34 - 0,865 \times 0,5 \times 0,5 \times 14,2 \times 10^3}{348 \times 10^3} = 0,0009 = 0$$

et  $A_2 = 0$

### Remarque :

Nous allons ferrailer par zone ; car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveaux :

**Zone I :** sous-sol et RDC.

**Zone II :** 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage.

### Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « Socotec ». Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants

#### Poteaux 50X50 (cm<sup>2</sup>):

#### ELU :

Niv	N(KN.m)	M(KN.m)	OBS	A <sub>sup</sub>	A <sub>inf</sub>	A <sub>min</sub>	Ferrailage	A <sub>adopt</sub>
S-SOL	-2745.34	-10.405	S.E.C	0	0	22,5	8HA20	25,13
Et RDC	-273,34	-12.852	S.E.C	0	0			
	-1611.69	60.951	S.E.C	0	0			

#### 0.8G EX:

Niv	N(KN.m)	M(KN.m)	OBS	A <sub>sup</sub>	A <sub>inf</sub>	A <sub>min</sub>	Ferrailage	A <sub>adopt</sub>
S-SOL	-1324.77	-13.59	S.E.C	0	0	22,5	8HA20	25,13
Et RDC	-335.09	-3.872	S.E.C	0	0			
	-764.98	38.337	S.E.C	0	0			

#### 0.8G EY:

Niv	N(KN.m)	M(KN.m)	OBS	A <sub>sup</sub>	A <sub>inf</sub>	A <sub>min</sub>	Ferrailage	A <sub>adopt</sub>
S-SOL	-1362.07	-33.68	S.E.C	0	0	22,5	8HA20	25,13
Et RDC	-260.91	-8.53	S.E.C	0	0			
	-994.85	106.147	S.E.C	0	0			

## Chapitre V : ferrailages des éléments structuraux

### GQ±EY:

Niv	N(KN.m)	M(KN.m)	OBS	A <sub>sup</sub>	A <sub>inf</sub>	A <sub>min</sub>	Ferrailage	A <sub>adopt</sub>
S-SOL Et RDC	-2046.67	-32.21	S.E.C	0	0	22,5	8HA20	25,13
	-60.04	-8.61	S.E.C	0	0			
	-1182.51	-39.76	S.E.C	0	0			

### ELS :

Niv	N(KN.m)	M(KN.m)	OBS	A <sub>sup</sub>	A <sub>inf</sub>	A <sub>min</sub>	Ferrailage	A <sub>adopt</sub>
S-SOL Et RDC	-1983.72	-7.48	S.E.C	0	0	22,5	8HA20	25,13
	-198.51	-9.27	S.E.C	0	0			
	-1171.66	-43.704	S.E.C	0	0			

### Poteaux40X40 (cm<sup>2</sup>):

### ELU :

Niv	N(KN.m)	M(KN.m)	OBS	A <sub>sup</sub>	A <sub>inf</sub>	A <sub>min</sub>	Ferrailage	A <sub>adopt</sub>
1,2,3,4 et 5 <sup>ème</sup> étage	-1909.33	18.91	S.E.C	0	0	14,40	8HA16	16,08
	-28.36	-5.32	S.E.C	0	0			
	-426.86	60.442	S.E.C	0	0			

### 0.8G EX:

Niv	N(KN.m)	M(KN.m)	OBS	A <sub>sup</sub>	A <sub>inf</sub>	A <sub>min</sub>	Ferrailage	A <sub>adopt</sub>
1,2,3,4 et 5 <sup>ème</sup> étage	-916.95	-9.74	S.E.C	0	0	22,5	8HA20	25,13
	-114.92	-5.86	S.E.C	0	0			
	-66.59	39.874	S.P.C	0	1.44			

### 0.8G EY:

Niv	N(KN.m)	M(KN.m)	OBS	A <sub>sup</sub>	A <sub>inf</sub>	A <sub>min</sub>	Ferrailage	A <sub>adopt</sub>
1,2,3,4 et 5 <sup>ème</sup> étage	-930.09	-21.28	S.E.C	0	0	22,5	8HA20	25,13
	-48.89	-2.60	S.E.C	0	0			
	-222.01	58.118	S.P.C	0	0.36			

### GQ±EX:

Niv	N(KN.m)	M(KN.m)	OBS	A <sub>sup</sub>	A <sub>inf</sub>	A <sub>min</sub>	Ferrailage	A <sub>adopt</sub>
1,2,3,4 et 5 <sup>ème</sup> étage	-1384.44	-5.818	S.E.C	0	0	22,5	8HA20	25,13
	-68.9	-8.49	S.E.C	0	0			
	-305.11	-56.779	S.E.C	0	0			

## Chapitre V : ferrailages des éléments structuraux

### GQ±EY:

Niv	N(KN.m)	M(KN.m)	OBS	A <sub>sup</sub>	A <sub>inf</sub>	A <sub>min</sub>	Ferrailage	A <sub>adopt</sub>
1,2,3,4 et 5 <sup>ème</sup> étage	-1392.62	-23.941	S.E.C	0	0	22,5	8HA20	25,13
	-33.39	-1.71	S.E.C	0	0			
	-397.52	-67.107	S.E.C	0	0			

### ELS :

Niv	N(KN.m)	M(KN.m)	OBS	A <sub>sup</sub>	A <sub>inf</sub>	A <sub>min</sub>	Ferrailage	A <sub>adopt</sub>
1,2,3,4 et 5 <sup>ème</sup> étage	-1380.6	-13.61	S.E.C	0	0	22,5	8HA20	25,13
	-20.94	-3.804	S.E.C	0	0			
	-43.599	-309.97	S.E.C	0	0			

### POTEAU CERCLES :

#### ELU :

Niv	N(KN.m)	M(KN.m)	OBS	A <sub>sup</sub>	A <sub>inf</sub>	A <sub>min</sub>	Ferrailage	A <sub>adopt</sub>
S- SOL ,RDC,1,2,3 et 4	-1735.53	-2.32	S.E.C	0	0	22,5	8HA20	25,13
	-125.45	31.937	S.P.C	0	0.1			
	-43.599	-31.205	S.P.C	0	1.24			

### 0.8G EX:

Niv	N(KN.m)	M(KN.m)	OBS	A <sub>sup</sub>	A <sub>inf</sub>	A <sub>min</sub>	Ferrailage	A <sub>adopt</sub>
S- SOL ,RDC,1,2,3 et 4	-940.22	-6.87	S.E.C	0	0	22,5	8HA20	25,13
	-57.76	6.091	S.E.C	0	0			
	-67.78	-26.743	S.P.C	0	0.62			

### 0.8G EY:

Niv	N(KN.m)	M(KN.m)	OBS	A <sub>sup</sub>	A <sub>inf</sub>	A <sub>min</sub>	Ferrailage	A <sub>adopt</sub>
S- SOL ,RDC,1,2,3 et 4	-1047.99	-16.41	S.E.C	0	0	22,5	8HA20	25,13
	-57.33	-11.63	S.E.C	0	0			
	-550.11	34.739	S.E.C	0	0			

### GQ±EX:

Niv	N(KN.m)	M(KN.m)	OBS	A <sub>sup</sub>	A <sub>inf</sub>	A <sub>min</sub>	Ferrailage	A <sub>adopt</sub>
S- SOL ,RDC,1,2,3 et 4	-1287.59	-6.79	S.E.C	0	0	22,5	8HA20	25,13
	-87.58	-13.85	S.E.C	0	0			
	-100.10	-33.968	S.P.C	0	0.59			

### GQ±EY:

Niv	N(KN.m)	M(KN.m)	OBS	A <sub>sup</sub>	A <sub>inf</sub>	A <sub>min</sub>	Ferrailage	A <sub>adopt</sub>
S- SOL ,RDC,1,2,3 et 4	-1395.36	-15.938	S.E.C	0	0	22,5	8HA20	25,13
	-87.15	-15.609	S.E.C	0	0			
	-556.39	-33.234	S.E.C	0	0			

### ELS :

Niv	N(KN.m)	M(KN.m)	OBS	A <sub>sup</sub>	A <sub>inf</sub>	A <sub>min</sub>	Ferrailage	A <sub>adopt</sub>
S- SOL ,RDC,1,2,3 et 4	-1272.68	-1.70	S.E.C	0	0	22,5	8HA20	25,13
	-91.32	-23.225	S.P.C	0	0.06			
	-91.32	-23.225	S.P.C	0	0.06			

### V.2.4. Vérifications à l'ELU :

#### ✚ Détermination des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce ; elles ont un rôle principal qui est le maintien des armatures longitudinales en évitant ainsi leur flambement.

D'après les règles du BAEL91/modifiée99, le diamètre des armatures transversales «  $\phi_t$  » est au moins égal à la valeur normalisée de la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ (mm)}. \text{ Soit : } \phi_t = \mathbf{8 \text{ (mm)}}.$$

- Avec :  $\phi_t$  Diamètre maximum des armatures longitudinales.

**On adopte pour  $4\phi 8 = 2,01 \text{ (cm}^2\text{)}$ .**

#### ✚ Espacement maximal des armatures transversales (Art.7.4.2.RPA2003) :

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement «  $S_t$  » des armatures transversales comme suit :

- Zone nodale :  $S_t \leq \min[10\phi_l^{min}, 15 \text{ (cm)}] \rightarrow S_t \leq \min[16 \text{ (cm)}, 15 \text{ (cm)}].$

**On adopte :  $S_t = 10 \text{ [cm]}$ .**

- Zone courante :  $S_t \leq [15\phi_l^{min}] = [15 \times 1,6] = 24 \text{ (cm)}.$

**On adopte :  $S_t = 15 \text{ [cm]}$ .**

**Avec :**  $\phi_l = 14 \text{ mm}$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux

## Chapitre V : ferrailages des éléments structuraux

---

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e} \quad (\text{Art 7.4.2.2RPA99/V2003})$$

L'élancement  $\lambda_g$  est donné par la relation :  $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$  ou  $\frac{l_f}{b}$

D'après l'RPA :

Si :  $\lambda_g \geq 5$  .....  $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1$

Si :  $\lambda_g \leq 3$  .....  $A_t^{\min} = 0,8\% S_t \times b_1$

Si :  $3 < \lambda_g < 5$  ..... Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

**Avec :**

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau

$b_1$  : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

- **Calcul de  $\lambda_g$  et  $A_t^{\min}$ :**

**Poteau (50x50) cm<sup>2</sup> :**

➤ **Pour le sous-sol:**  $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 340}{50} = 4,807 < 5$  ;  $3 < \lambda_g < 5$

$\Rightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.44\%$

Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0,0044 \times 10 \times 50 = 2,20 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CNV}$

Zone courante :  $A_t^{\min} = 0.0044 \times 15 \times 50 = 3,30 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CNV}$  on adopter alors **4Ø10= 3,15cm<sup>2</sup>** et un espacement de **12cm**

Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0,0044 \times 10 \times 50 = 2,2 \text{ cm}^2 < 3,15 \text{ cm}^2$

Zone courante :  $A_t^{\min} = 0.0044 \times 12 \times 50 = 2,64 \text{ cm}^2 < 3,15 \text{ cm}^2$

➤ **Pour RDC:**  $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 360}{50} = 5,09 \Rightarrow \lambda_g > 5$

Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1 = 0.003 \times 10 \times 50 = 1,50 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CV}$

Zone courante :  $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1 = 0.003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CNV}$

$\Rightarrow$  On adopter alors **4Ø10=3,15cm<sup>2</sup>**

### Poteau de (40×40) cm<sup>2</sup> :

➤ Pour 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 360}{40} = 6,36 \Rightarrow \lambda_g > 5$$

Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1 = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,20 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CV}$

Zone courante :  $A_t^{\min} 0,3\% S_t \times b_1 = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,80 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CV}$

### ✚ Longueur de recouvrement :

Selon le RPA, la longueur minimale de recouvrement est :  $L_r = 40\Phi$

#### ✓ Pour les HA20 :

•  $\Phi 20 \Rightarrow L_r = 40 \Phi_1 = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \longrightarrow L_r = 80 \text{ cm}$

#### ✓ Pour les HA16 :

•  $\Phi 14 \Rightarrow L_r = 40 \Phi_1 = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \longrightarrow L_r = 70 \text{ cm}$

### ✚ Délimitation de la zone nodale : (Art 7.4.2.2 RPA 99/V2003).

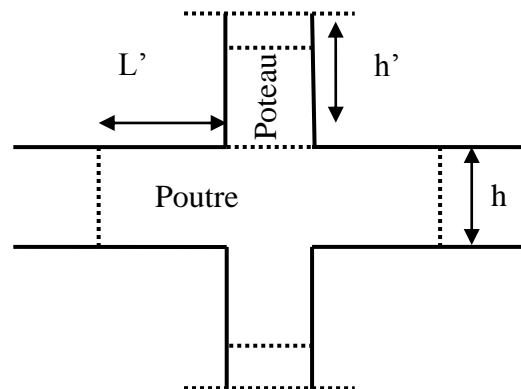
Au niveau des poutres :  $L' = 2 h = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$ ;

**Avec :** h = hauteur de la poutre

Au niveau des poteaux :  $h' = \max ( h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} )$

**Avec :**  $h_e$  : hauteur entre nus des poutres.

$h_1$  et  $b_1$  : dimensions du poteau



**Figure V.6 : Délimitation de la zone nodale**

✓ **Poteaux (50x50) :**

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60(\text{cm}) \right) h' = \max \left( \frac{340-45}{6}; 50; 50; 60 \right)$$

$$h' = \max ( 49.16 ; 50 ; 50 ; 60 ) = 60 \text{ cm} \longrightarrow h' = 60(\text{cm})$$

✓ **Poteaux (40x40) :**

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60(\text{cm}) \right) h' = \max \left( \frac{360-45}{6}; 40; 40; 60 \right) h'$$

$$h' = \max ( 52.5 ; 40 ; 40 ; 60 ) = 60 \text{ cm} \longrightarrow h' = 60(\text{cm})$$

✚ **Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2/RPA99) :**

$$\tau_b = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

**Avec :**

$\tau_u$  : contrainte de cisaillement

$T_u$  : effort tranchant de la section étudiée

$b$  : la largeur de la section étudiée

$d$  : la hauteur utile ( $d = h - c$ )

**Calcul de la contrainte de cisaillement :**

$$\rho_b = \begin{cases} 0,075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : l'élanement géométrique du poteau.

$l_f$  : longueur du flambement du poteau.

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

Avec :  $f_{c28} = 25\text{MPa}$

✓ **Poteaux 50x50:**

Avec :  $V_u = 35,22 \text{ KN}$

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{35,22 \times 10^3}{500 \times 480} = 0,14 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0,14 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875 \text{ MPa} \longrightarrow$  La condition est vérifiée

✓ **Poteaux 40x40:**

Avec :  $V_u = 47,70 \text{ KN}$

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{47,70 \times 10^3}{400 \times 380} = 0,31 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0,31 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,00 \text{ MPa} \longrightarrow$  La condition est vérifiée

✚ **Longueur d'ancrage : (BAEL91/Art : A.6.1.221) :**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_u} \quad \text{avec : } \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

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

$\Psi_s = 1,5$  pour les aciers à haute adhérence.

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour les HA20 : } l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_u} = \frac{2 \times 400}{4 \times 2,835} = 70,54 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 16 : } l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_u} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44 \text{ cm}$$

### V.2.5. Vérification à l'ELS :

#### 1. Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est de :

$$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \times bd$$

## Chapitre V : ferrailages des éléments structuraux

Les vérifications seront résumées dans les tableaux suivants :

					$e_s$	$A_{smin}$	$A_{adopté}$	OBS
<b>Zone1</b>	$N_{max}$	−1688.96	$M_{cor}$	2.887	0.0017	7.12	25,13	<b>vérifiée</b>
	$N_{min}$	−194.62	$M_{cor}$	8.697	0,0447	7.14		
	$N_{cor}$	−1171.31	$M_{max}$	29.628	0,0253	7.13		
<b>Zone2</b>	$N_{max}$	−1383.69	$M_{cor}$	14.36	0,0104	4.51	25,13	<b>vérifiée</b>
	$N_{min}$	−19.97	$M_{cor}$	2.88	0,1442	4.57		
	$N_{cor}$	−314.20	$M_{max}$	40.204	0,1279	4.56		

**Tableau V.6 : vérification de la condition de non fragilité sous M2.**

### 2. Vérification des contraintes à L'ELS :

Pour le cas des poteaux, nous vérifions l'état limite de compression de béton :

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

Si :  $es = \frac{M_S}{N_S} < \frac{h}{6} \longrightarrow$  section entièrement comprimée

Si :  $es = \frac{M_S}{N_S} > \frac{h}{6} \longrightarrow$  section partiellement comprimée

- **Vérification d'une section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton nous déterminons la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

$y_1$  : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression  $C_p$ .

$l_c$  : La distance entre le centre de pression  $C_p$  et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :  $y_2^3 + p.y_2 + q = 0$ .

**Avec :**

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 90 \cdot A_s \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 90 \cdot A_s \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

## Chapitre V : ferrailages des éléments structuraux

---

$$q = -2 \times l_c^3 - 90 \cdot A_s' \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} + 90 \cdot A_s \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcule  $\Delta$  :  $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$ .

Si :  $\Delta \geq 0$  :  $t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q)$  ;  $u = \sqrt[3]{t} \implies y_2 = u - \frac{p}{4u}$ .

Si :  $\Delta < 0 \implies$  l'équation admet trois racines.

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) ; y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) ; y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right).$$

**Avec :**

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

Nous tiendrons pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + l_c < h$$

Finalement : la contrainte de compression dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \times y_1 \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

- **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

- Nous calculons l'aire de la section homogène totale :

$$S = bh + 15 \times (A_s + A_s')$$

- Nous déterminons la position du centre de gravité qui est situé à une distance  $X_G$  au dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \times \frac{A_s'(0.5h - d') - A_s \times (d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A_s')}$$

- Nous calculons l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \times X_G^2 + 15 \times \left\{ (A_s' \times (0.5h - d' - X_G)^2 + A_s \times (d - 0.5h + X_G)^2 \right\}$$

## Chapitre V : ferrailages des éléments structuraux

**Les contraintes dans le béton sont :**

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}}(e_s - X_G) \times (h/2 - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}}(e_s - X_G) \times (h/2 - X_G)}{I}$$

Nous vérifions que :  $\max(\sigma_{\text{sup}} ; \sigma_{\text{inf}}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les résultats sont donnés à l'aide du logiciel SOCOTEC et récapitulés dans les tableaux suivants :

○ **Pour le béton :**

Section (cm <sup>2</sup> )	N <sub>max</sub> (KN)	M <sub>cor</sub> (KN)	A <sub>s</sub> =A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPA)	σ <sub>bi</sub> (MPA)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPA)	OBS
<b>Zone1</b>	-1688.96	2.887	7.12	6,34	6,11	15	<b>Vérifiée</b>
<b>Zone2</b>	-1383.69	14.36	4.51	9,09	6,86	15	<b>Vérifiée</b>

○ **Pour les aciers**

Section (cm <sup>2</sup> )	N <sub>max</sub> (KN)	M <sub>cor</sub> (KN)	A <sub>s</sub> =A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>sup</sub> (MPA)	σ <sub>inf</sub> (MPA)	σ̄ <sub>s</sub> (MPA)	OBS
<b>Zone1</b>	-1688.96	2.887	7.12	94.9	91.8	348	<b>Vérifiée</b>
<b>Zone2</b>	-1383.69	14.36	4.51	134,7	104,5	348	<b>Vérifiée</b>

**Remarques :**

Au vu des résultats des contraintes obtenues dans les éléments (poteaux), nous constatons que ces contraintes sont très faibles comparées aux contraintes admissibles. Ce qui veut dire que nos poteaux sont surdimensionnés et très ferrillés. Pour un calcul économique, il est recommandé et souhaité qu'un nouveau calcul soit mené en respectant les dimensions et les sections minimums d'armatures imposés par le R.P.A.

### V.3. Ferrailage des voiles :

#### V.3.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Pour réduire le calcul on a décomposées la structure en deux (02) zones de calcul :

- **Zone I** : Niveaux Sous-sol et RDC
- **Zone II** : Niveaux 1, 2, 3,4 et 5

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91  $\longrightarrow$  ELU :  $1.35G+1.5Q$

ELS :  $G+Q$

Selon le RPA 2003  $\longrightarrow$   $G+Q+E$

$0.8G\pm E$

**V.3.2. Ferrailage des trumeaux :**

La méthode utilisée est la méthode de **RDM** qui se fait pour une bande de largeur (**d**).

- **Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I} \end{cases}$$

Avec :

**B** : section du béton.

**I** : moment d'inertie du trumeau.

**V et V'** : bras de levier,  $V=V' = L \text{ voile} / 2$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (**d**) donnée par :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{6} ; \frac{2}{3} l_c \right)$$

**h<sub>e</sub>** : hauteur entre nus du plancher du voile considéré

**L<sub>c</sub>** : la longueur de la zone comprimée  $l_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot l$

**L<sub>t</sub>** : longueur tendue = **L - L<sub>c</sub>**

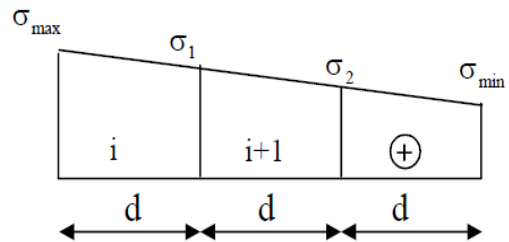
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

- **Section entièrement comprimée (SEC)**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec : **e** : épaisseur du voile.



**Figure V.7 : Diagramme des contraintes sur les voiles**

- **Section partiellement comprimée : (SPC)**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

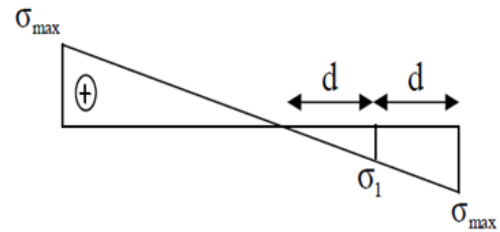


Figure V.8 : Diagramme des contraintes (S.P.C)

- **Section entièrement tendue : (SET)**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

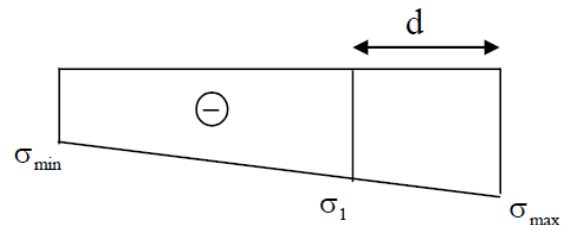


Figure V.9 : Diagramme des contraintes (S.E.T)

a) **Armatures verticales :**

- **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

**B** : section du voile.

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier.

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier.

- **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier.

### b) Armatures minimales :

- **Pour une Section entièrement comprimée :**

$$A_{min} \geq \frac{4cm^2}{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

- **Pour une Section entièrement tendue:**

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0.15\%B \right\}$$

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0.002B \right\}$$

**Avec :**

**B** : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à **0.2 %** de la section horizontale du béton tendu.

### c) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10  $\Phi$  et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_h = \frac{A_v}{4}$$

$$\begin{cases} A_h \geq 0.15\%B & \text{Globalement dans la section du voile.} \\ A_h \geq 0.10\%B & \text{En zone courante.} \end{cases}$$

**B** : Section du béton

**A<sub>v</sub>**: Section d'armature verticale.

### **d) Armatures de montages :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après **l'article 7.7.4.3 du RPA 2003**. Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

### **e) Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage (en cas de reprise de bétonnage), l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{Vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec:  $T = 1.4V_u$

**Vu** : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

### **f) Armature pour les potelets :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$  avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

### **❖ Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5e; 30\text{cm}\} \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003).}$$

**Avec :**

e = épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

### ❖ Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

### ❖ Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $l/10$  de l'épaisseur du voile.

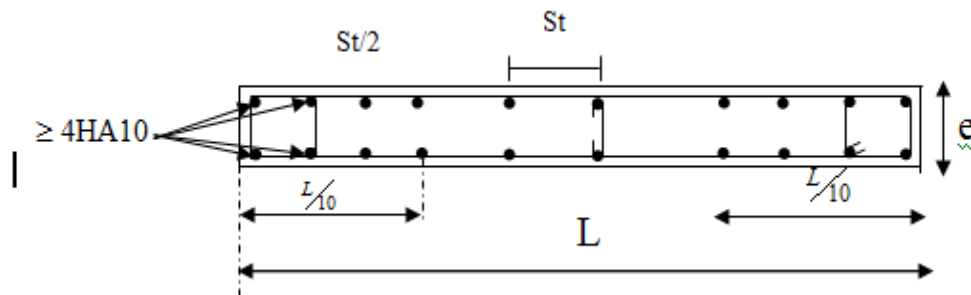


Figure V.10 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

### V.3.3. Vérification :

#### a) Vérification à l'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15.A} \leq \bar{\sigma}_B$$

$$\bar{\sigma}_B = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

**Avec :**

**N<sub>ser</sub>** : Effort normal appliqué.

**B**: Section du béton.

**A**: Section d'armatures adoptée.

### b) Vérification de la contrainte de cisaillement :

- **D'après le RPA99 révisé 2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0.d}$$

$$V = 1.4V_{u.calcul}$$

**Avec :**

**b<sub>0</sub>**: Epaisseur du linteau ou du voile

**d** : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ ).

**h** : Hauteur totale de la section brute.

- **D'après le BAEL 91 :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

**Avec :**

**$\tau_u$**  : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} \quad ; \quad \text{Pour la fissuration très préjudiciable.}$$

### ❖ Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile longitudinal **VL1** de la zone I :

- **Caractéristiques géométrique :**

$$L = 2.25 \text{ m}, e = 0.20\text{m}, B=0.45\text{m}^2, I=0.19\text{m}^4, V=V'= 1.125\text{m}.$$

$$\sigma_{max} = 3247.51\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = -6159.36\text{KN/m}^2$$

- **Calcul de  $l_c$ :**

$$l_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times l = \frac{3247.51}{3247.51 + 6159.36} \times 2.25 = 0.78\text{m} \rightarrow l_c = 0.78\text{m}$$

$$l_t = L - l_c = 2.25 - 0.78 = 1.47\text{m} \rightarrow l_t = 1.47$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur ( $d_1$  et  $d_2$ ) respectivement.

$$\text{Avec : } d_1 \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}l_c\right) = \min(1.8\text{m}; 0.52\text{m}) = 0.52 \text{ (m)}$$

$$\text{On prend } d = l_t / 2 = 0.73\text{(m)}$$

### **-Longueur d'extrémité:**

$$L/10 = 4,30/10 = 0.225 \text{ m} = 22.5 \text{ cm}$$

- **Calcul de N :**

Zone tendue :

$$\sigma_1 = (l_t - d) \times \frac{\sigma_{max}}{l_t} = (1.47 - 0.73) \times \frac{6159.36}{1.47} = 3100.63\text{KN/m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2}\right) \cdot d \cdot e = \left(\frac{6159.36 + 3100.63}{2}\right) \times 0.73 \times 0.20 = 675.98\text{KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{3100.63}{2} \times 0.73 \times 0.20 = 226.34\text{KN}$$

• **Calcul des armatures :**

✚ **Armatures verticales :**

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{675.98}{400} \times 10 = 16.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{226.34}{400} \times 10 = 5.66 \text{ cm}^2$$

✚ **Armatures minimales dans le voile :**

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.002B \right\}$$

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{0.73 \times 0.20 \times 2.1}{400} \times 10^4; 0.002 \times 0.73 \times 0.20 \times 10^4 \right\}$$

$$A_{min} \geq \max \{7.66; 2.92\} \Rightarrow A_{min} = 7.66 \text{ cm}^2$$

✚ **Armature de couture :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ avec : } \bar{V} = 1.4V_u$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 637.44 \times 10}{400}$$

$$A_{vj} = 24.54 \text{ cm}^2$$

• **Armature total :**

- **Bande 1 :**  $A_{total} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 23.03 \text{ cm}^2$  On adopte : 2 x 8HA16 = 32.16 cm<sup>2</sup> avec : espacement de 15(cm)
- **Bande 2 :**  $A_{total} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 11.79 \text{ cm}^2$  On adopte : 2 x 8HA16 = 32.16 cm<sup>2</sup> avec espacement de 20(cm)

✚ **Armatures horizontales :**

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_H = \frac{A_V}{4} = 8.04 \text{ cm}^2$$

On adopte : 18HA10 = 14.14 cm<sup>2</sup> avec e = 20 cm

✚ **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 5 épingles par mètre carré.

On adopte 5HA10 (3.93 cm<sup>2</sup>) par m<sup>2</sup>.

### ✚ Pour les potelets :

Vu que la section d'armatures doivent dans les poteaux est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

### V.3.4. Vérification à l'ELS :

#### ✚ Vérification des contraintes de cisaillement :

- **BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 \cdot d} = \frac{637.44 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2250} = 1.57 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\} = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,15} ; 4 \text{ Mpa} \right\} = 3,26 \text{ Mpa}$$

(Fissuration préjudiciable)

$$\tau_u = 1.57 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **RPA 2003 :**

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} = \frac{1.4 \times 637.44 \times 10^3}{200 \times 2250} = 1.98 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.98 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

#### ✚ Vérification de la contrainte du béton :

$$\bar{\tau}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15.A} = \frac{1196.19 \times 10^3}{0.45 \times 10^6 + 15 \times (32.16 + 16.08) \times 10^2} = 2.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.29 < \bar{\tau}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

## Chapitre V : Ferrailages des éléments structuraux

Zones		Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)	6	6,1	
	e (m)	0,2	0,2	
	B (m <sup>2</sup> )	1,2	1,22	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	454,98	250,57	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-5121,48	-4611,12	
	<b>Nature de la section</b>		<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
	V <sub>u</sub> (kN)	847,74	722,97	
	L <sub>t</sub> (m)	5,51	5,79	
	L <sub>c</sub> (m)	0,49	0,31	
	d (m)	2,755	2,893	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2560,740	2305,560	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	2116,63	2000,86
		N <sub>2</sub>	705,543	666,953
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>52,92</b>	<b>50,02</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>17,64</b>	<b>16,67</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		32,64	27,83
	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>61,08</b>	<b>56,98</b>
		A <sub>2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>25,80</b>	<b>23,63</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		28,93	30,37
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>62.8</b>	<b>62.8</b>
Bonde 2		<b>31.40</b>	<b>25.12</b>	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	<b>2 X 10HA20</b>	<b>2X 10HA20</b>
		Bonde 2	<b>2X5HA20</b>	<b>2X 4HA20</b>
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	20	20
		Bonde 2	20	20
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/nappe		16,53	17,36
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		20,42	6,03
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>10HA12/nap</b>	<b>6HA12/nap</b>
ep =20cm		(A=11.31cm <sup>2</sup> )	(A=6.78cm <sup>2</sup> )	
Vérification des contraintes	Armature transversal		<b>5 Epingles HA10/m2</b>	
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,785	0,658
		$\tau_b$ (MPa)	1,099	0,922
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1230,67	911,84
		$\sigma_b$ (MPa)	<b>0,93</b>	<b>0,73</b>

**Tableau V.7 : Ferrailage du voile longitudinal (VLA).**

## Chapitre V : Ferrailages des éléments structuraux

Zones		Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,25	2,35	
	e (m)	0,2	0,2	
	B (m <sup>2</sup> )	0,45	0,47	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3247,51	250,57	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6159,36	-4611,12	
	<b>Nature de la section</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	
	V <sub>u</sub> (kN)	637,44	618,33	
	L <sub>t</sub> (m)	1,47	2,23	
	L <sub>c</sub> (m)	0,78	0,12	
	d (m)	0,737	1,114	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3079,680	2305,560	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	680,57	770,82
		N <sub>2</sub>	226,855	256,941
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>17,01</b>	<b>19,27</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>5,67</b>	<b>6,42</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		24,54	23,81
	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>23,15</b>	<b>25,22</b>
		A <sub>2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>11,81</b>	<b>12,37</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		7,73	11,70
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>32,16</b>	<b>32,16</b>
		Bonde 2	<b>16,08</b>	<b>16,08</b>
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	<b>2 X 8HA16</b>	<b>2 X 8HA16</b>
		Bonde 2	<b>2 X 4HA16</b>	<b>2 X 4HA16</b>
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	20cm	20cm
		Bonde 2	20cm	20cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/nappe		4,42	6,69
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		8,04	8,04
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>18HA10/nap</b>	<b>18HA10/nap</b>
	ep =20cm		(A=14.14cm <sup>2</sup> )	(A=14.14cm <sup>2</sup> )
Vérification des contraintes	Armature transversal		<b>6 Epingles HA10/m2</b>	
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	1,574	1,462
		$\tau_b$ (MPa)	2,203	2,046
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1196,19	1099,34
		$\sigma_b$ (MPa)	<b>2,29</b>	<b>2,03</b>

**Tableau V.8 : Ferrailage du voile transversale (VT 1-2).**



## Chapitre VI : Etude du voile périphérique.

### VI.1. Introduction :

Pour assembler l'infrastructure à la superstructure et réaliser l'encastrement de la structure dans le sol, on prévoit un voile périphérique qui ceinture la structure et retient toutes les poussées de terre. Le voile forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations.
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.
- Assurer la fonction de soutènement des terres.

### VI.2. Pré-dimensionnement du voile périphérique de soutènement:

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99 (Article.10.12) le voile périphérique est de 20 (cm).

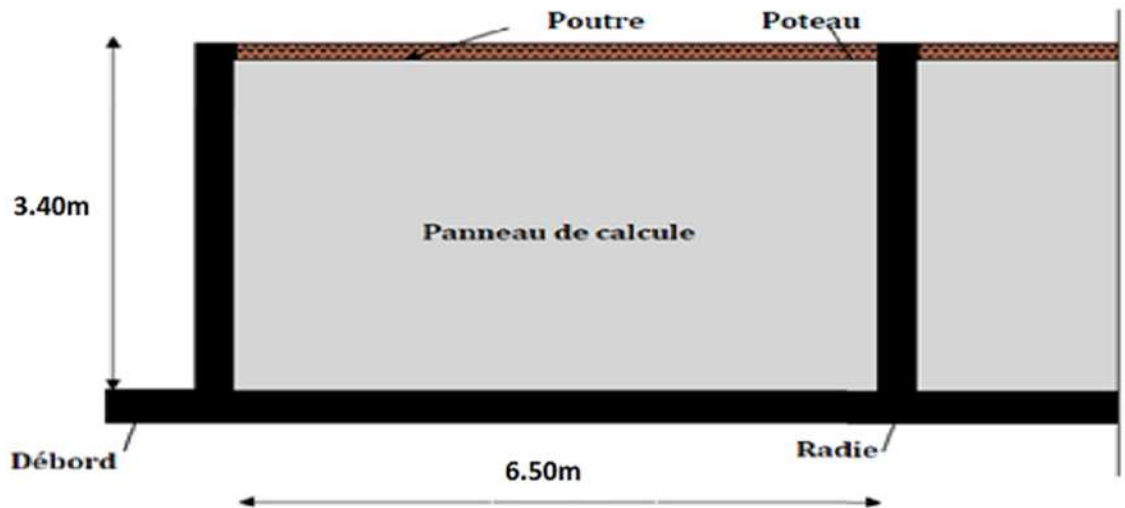


Figure VI.1 : Panneau à calculée

### VI.3. Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont  $\sigma_H$  et  $\sigma_V$  tel que :  $\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$

Avec :

$K_0$ : Coefficient des poussées de terre au repos :  $K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$

$\sigma_H$  : Contraintes horizontales.

$\sigma_V$  : Contrainte verticales.

$\varphi$  : Angle de frottement interne.

## Chapitre VI : Etude du voile périphérique.

### ❖ Données de calcul :

- Surcharge éventuelles :  $q = 10$  (KN/ml)
- Poids volumique des terres :  $\gamma = 22$  (KN/m)
- Angle de frottement interne :  $\varphi = 35^\circ$ .
- Cohésion :  $c = 0$ .

### ❖ Calcul des sollicitations :

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{1 - \sin 35}{\cos 35} = 0.52$$

(Pour le sable)

$$\sigma_v = q + \gamma \times h \quad \text{Avec : } 0 < h < H$$

#### • A l'ELU :

$$\sigma_H = k_0 \times (1.5 \times q + 1.35 \times \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ (m)} : \sigma_H = 7.8 \text{ (KN / m)}$$

$$h = 3.40 \text{ (m)} : \sigma_H = 60.30 \text{ (KN)}$$

#### • A l'ELS :

$$\sigma_H = k_0 \times (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ (m)} : \sigma_H = 5.2 \text{ (KN / m}^3\text{)}$$

$$h = 3.40 \text{ (m)} : \sigma_H = 44.09 \text{ (KN / m}^3\text{)}$$

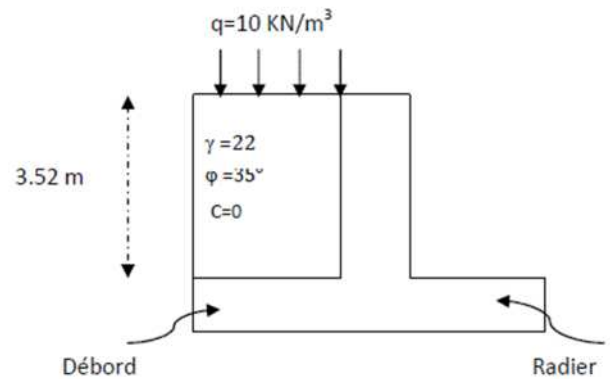


Figure VI.2 : Schéma statique du voile périphérique

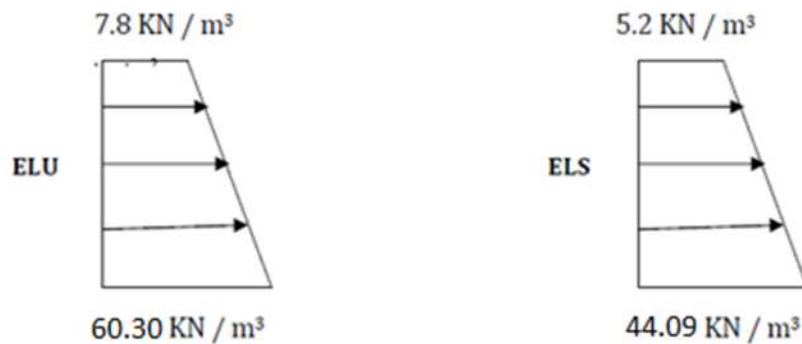


Figure VI.3 : Diagramme des contraintes.

## Chapitre VI : Etude du voile périphérique.

### ❖ Charge moyenne :

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

#### • A'ELU :

$$q_u = \frac{(3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}) \times 1}{4} = \frac{3 \times 60.30 + 7.8}{4} = 47.17 \text{ (KN/ml)}$$

#### • A'ELS :

$$q_s = \frac{(3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}) \times 1}{4} = \frac{3 \times 44.09 + 5.2}{4} = 34.36 \text{ (KN/ml)}$$

### VI.4. Ferrailage du voile périphérique :

#### 1. Méthode de calcul :

Le voile périphérique de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastées de 4 cotés au niveau des nervures, des poteaux, ainsi qu'au niveau des longrines.

#### 2. Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastés sur 4 appuis. Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée 0,75.
- Moment d'encastrement sur les grands coté :
  - 0,3 (appuis de rive).
  - 0,5 (autres appuis).

#### 3. Identification des panneaux :

- Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

$$L_x = 3.40 \text{ (m)} \quad ; \quad L_y = 6.50 \text{ (m)}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.40}{6.50} = 0.52$$

$$0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \Longrightarrow \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \rho = 0.52 \\ \nu = 0 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \mu_x = 0.0918 \\ \mu_y = 0.250 \end{array}$$

$$\text{On aura donc : } M_{0x} = 0.0918 \times 47.17 \times 3.40^2 = 50.05 \text{ (KN.m)}$$

$$M_{0y} = 0.250 \times 50.05 = 12.51 \text{ (KN.m)}$$

## Chapitre VI : Etude du voile périphérique.

### 4. Correction des moments :

- Sens x-x

$$M_a = 0.5 \times 50.05 = 25.02 \text{ (KN.m)}$$

$$M_t = 0.75 \times 50.05 = 37.53 \text{ (KN.m)}$$

- Sens y-y

$$M_a = 0.5 \times 12.51 = 6.25 \text{ (KN.m)}$$

$$M_t = 0.75 \times 12.51 = 9.38 \text{ (KN.m)}$$

### 5. Ferrailage :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} ; \quad A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

Sens	Zone	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ	β	A (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Adopté	St (cm)
X-X	Appuis	25.02	0.054	0.972	4.10	2	6HA12	20
	Travée	37.53	0.091	0.953	6.28	2	6HA12	20
Y-Y	Appuis	6.25	0.015	0.993	1.00	2	4HA12	20
	Travée	9.38	0.023	0.986	1.51	2	4HA12	20

**Tableau VI.1: Ferrailage du voile périphérique.**

### 6. Recommandations du RPA 99 :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 %B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A \geq 0.001 b.h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Les deux nappes sont reliées par 4 épingles par m<sup>2</sup> de HA8.

### 7. Vérification à l'ELS :

$$\left. \begin{array}{l} \rho = 0.52 \\ \nu = 0.2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \mu_x = 0.0957 \\ \mu_y = 0.391 \end{array}$$

**On aura donc :**  $M_{0x} = 0.0957 \times 34.36 \times 3.40^2 = 23.83 \text{ (KN.m)}$

$$M_{0y} = 0.391 \times 23.83 = 9.32 \text{ (KN.m)}$$

## Chapitre VI : Etude du voile périphérique.

### 8. Correction des moments :

- **Sens x-x**

$$M_a = 0.5 \times 23.83 = 11.91 \text{ (KN.m)}$$

$$M_t = 0.75 \times 23.83 = 17.87 \text{ (KN.m)}$$

- **Sens y-y**

$$M_a = 0.5 \times 9.32 = 4.66 \text{ (KN.m)}$$

$$M_t = 0.75 \times 9.32 = 6.99 \text{ (KN.m)}$$

#### ➤ Vérification des contraintes :

Le voile périphérique étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

- **Dans les aciers :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ (Mpa)}$$

- **Dans le béton :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b.d} , \sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times A_{st} \times d} ; \sigma_b = k \sigma_s \leq 15 \text{ (Mpa)}$$

Sens		$A_s(\text{cm}^2)$	$M_s(\text{KN.m})$	$\rho_1$	$\beta$	K	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	OBS
X-	<b>Appuis</b>	6HA12	11.91	0.377	0.905	37.63	107.67	203.63	4.05	15	Vérifiée
X	<b>Travée</b>	6HA12	17.87	0.377	0.905	37.63	161.55	203.63	6.08	15	Vérifiée
Y-	<b>Appuis</b>	4HA12	4.66	0.251	0.920	47.89	62.25	203.63	2.98	15	Vérifiée
Y	<b>Travée</b>	4HA12	6.99	0.251	0.920	47.89	93.38	203.63	4.47	15	Vérifiée

**Tableau VI.2 : vérification des contraintes a l'ELS.**

### Conclusion :

- L'épaisseur du voile périphérique est de 20(cm).
- Le calcul du voile périphérique est fait pour une bande de 1(m).
- Le ferrailage du voile périphérique est comme suit :

- **Sens X-X :**

**En travée** : 6HA12 avec un espacement de 20(cm).

**Aux appuis** : 6HA12 avec un espacement de 20(cm).

- **Sens Y-Y :**

**En travée** : 4HA12 avec un espacement de 20 cm.

**Aux appuis** : 4HA12 avec un espacement de 20 cm.

## Chapitre VI : Etude du voile périphérique.

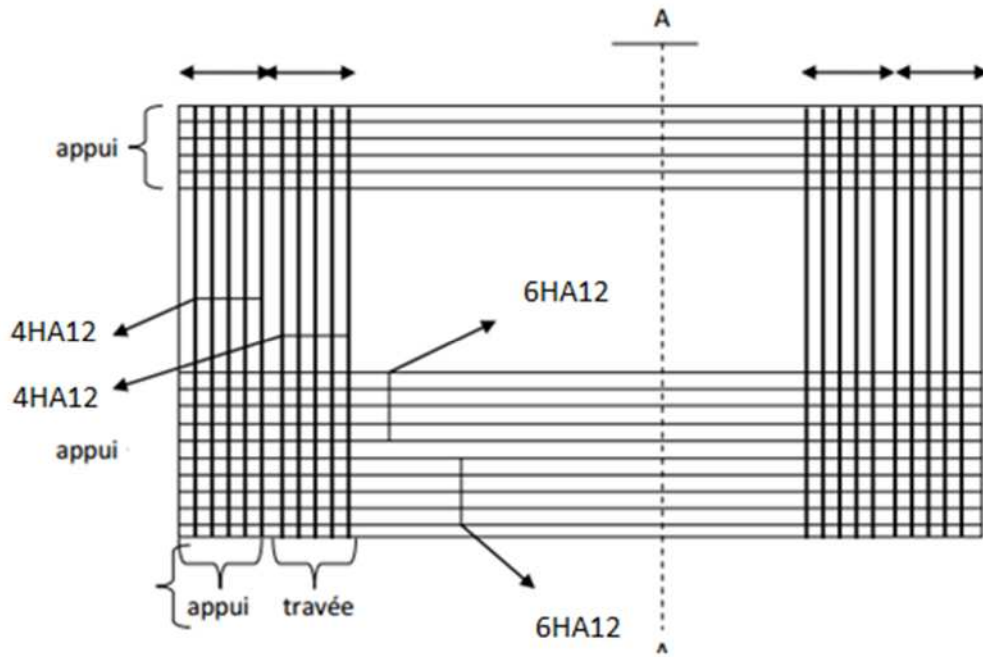


Figure VI.4 : Ferrailage du voile périphérique.

### VII.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant un rôle de transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas d'un radier), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal:** charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- **Une force horizontale :** résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- **Un moment :** qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

#### VII.1.1. Fondations superficielles

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles isolées ;
- Les semelles continues sous mur ;
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les radiers.

#### VII.1. 2. Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits ;

### VII.2 . Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du Sol à une profondeur de 2m.

### VII.3. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder ;
- La nature du terrain et sa résistance ;
- Profondeur du bon sol ;
- Le tassement du sol.

### VII.4. Dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal «  $N_{ser}$  » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du SOUS-SOL.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

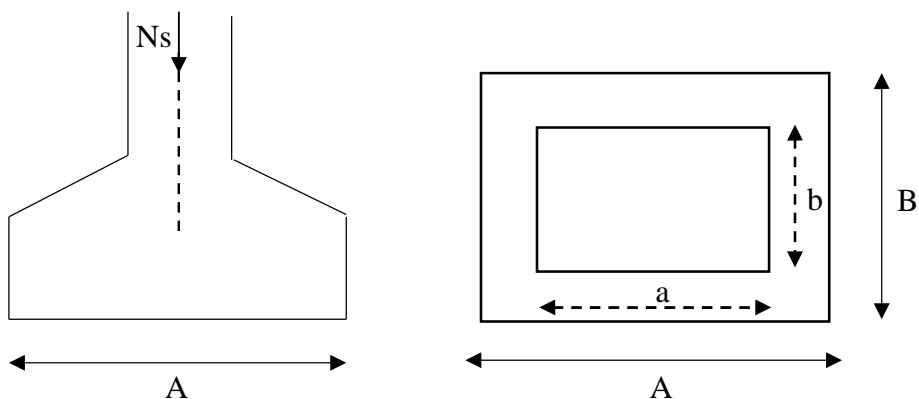
$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{50}{50} = K = 1 \Rightarrow A = B \text{ (Poteau carré).}$$

$$\text{D'où } B = \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

Exemple :  $N_{ser} = 2567.78 \text{ kN}$  ,  $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN / m}^2 \Rightarrow$

$$B = \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{2567.78}{200}} = 3.58 \text{ m}$$

**Remarque** : Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.



**Figure VII.1 : Semelle isolée.**

### Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles isolées engendre un chevauchement, donc on opte pour des semelles filantes.

### VII.5. Semelles filantes :

#### VII.5.1. Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles:

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B.L}$$

$\sigma_{sol}$  : Capacité portante du sol ( $\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 = 0,20 \text{ MPa}$ )

**B** : Largeur de la semelle ;

**G et Q** : charge et surcharge à la base du voile ;

**L** : longueur de la semelle sous voile ;

$$\Rightarrow A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \cdot L} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol} \times L}}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Voile	N <sub>ser</sub> (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L (m <sup>2</sup> )
VL1	3536.97	6.50	5.21	33.86
VL2	1366.47	5.50	3.52	19.36
VL3	1501.14	4	4.33	17.32
				<b>S<sub>t</sub> =70.54</b>

**Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).**

Voile	N <sub>ser</sub> (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L (m <sup>2</sup> )
VT1,VT2	1661.98	2.75	5.49	15.09
VT3,VT4	1196.19	2	5.46	10.92
				<b>S<sub>t</sub> = 26.01</b>

**Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal).**

La surface des semelles filantes sous les voiles est :

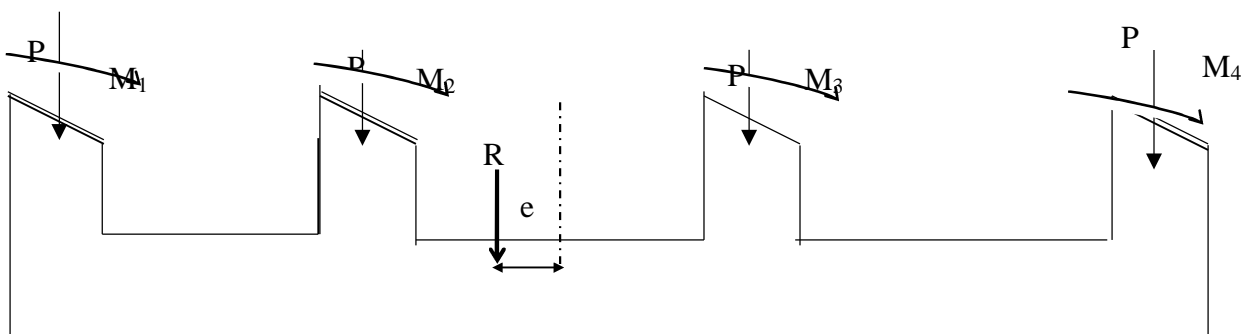
$$S_v = \sum S_i = 70.54 + 26.01 = 96.55 \text{ m}^2.$$

### VII.5.2. Dimensionnement des Semelles filantes sous poteaux :

#### ❖ Hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.



**Figure VII.2 : Semelles filante sous poteaux.**

## Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

### ❖ Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges  $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

Si :  $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale.

Si :  $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

On fera le calcul sur le portique longitudinal (fil de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

#### Application :

On fera le calcul sur le portique longitudinal (7-7)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N <sub>s</sub> (kN)	e <sub>i</sub> (m)	N <sub>s</sub> x e <sub>i</sub> (KN.m)	M <sub>i</sub>
<b>A7</b>	214.31	-13.90	-2978.91	5.226
<b>B7</b>	323.23	-10.45	-3377.75	-4.069
<b>C7</b>	528.72	-6.45	-3410.24	7.544
<b>D7</b>	2276.04	-1.35	-3072.65	-16.903
<b>E7</b>	2567.78	10.65	27346.86	1.301
<b>F7</b>	1101.86	5.15	5674.58	-6.497
<b>H7</b>	512.31	13.90	7121.11	-3.159
	<b>R = <math>\sum N_i = 7331,25</math></b>		<b><math>\Sigma = 27303</math></b>	<b><math>\Sigma = 44.699</math></b>

**Tableau VII.3 : Tableau des efforts normaux sous les poteaux**

- **Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :**  
On a :

$$R = \Sigma N_i = 7331,25 \text{ KN}$$

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{27303 + 44.699}{7331,25} = 0,0037 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{6.50}{6} = 1.08 \text{ m}$$



**Nous avons une répartition trapézoïdale.**

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{7331,25}{6.50} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,0037}{6.50}\right) = 1224.03 \text{ KN / ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{7331,25}{6.50} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,0037}{6.50}\right) = 1131.73 \text{ KN / ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{7331,25}{6.50} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,0037}{6.50}\right) = 1129.81 \text{ KN / ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{1129.81}{200} = 5.64 \text{ m} \text{ on prend } B = 5.7 \text{ m}$$

Nous aurons donc :  $S = B \times L = 5.70 \times 6.50 = \mathbf{37.05 \text{ m}^2}$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = S \times n$

$$S_p = 37.05 \times 7 = 259.37 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 259.37 + 96.55 = 355.92 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure :

$$S_{st} = (4 \times 9.1) + (14.5 \times 3.95) + (13.15 \times 30.8) + (3.9 \times 24.35) + (5.651 \times 12 - 11.05 - 9.35) + 3.3 \times 3.25 / 2 = 446.43 \text{ m}^2$$

$$S_{st} = 446.43 \text{ m}^2$$

**Avec :**

**n :** Nombre de portique dans le sens considéré

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{355.92}{446.43} = 0.79$$

$$S_t > 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente **plus que 50%** de la surface totale

**Conclusion :**

Les semelles filantes présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

### VII.6. Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleur répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution.

#### VII.6.1. Pré dimensionnement du Radier :

##### ✚ Sous voile :

##### 1) La condition minimale d'épaisseur :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{min} \geq 25$  cm).

##### 2) Selon la condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \Rightarrow 0,81m \leq h \leq 1.30m$$

**h** : épaisseur du radier

**L<sub>max</sub>** : distance entre deux voiles successifs (**L<sub>max</sub> = 6.50m**) ;

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de **h = 90cm.**

##### ✚ Sous poteaux :

❖ **La dalle** : La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{650}{20} = 32.5cm$$

Soit: **h<sub>d</sub> = 45 cm**

❖ **La nervure** : la nervure du radier doit avoir une hauteur :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{650}{10} = 65cm$$

Soit: **h<sub>n</sub> = 80 cm**

La base de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n$$

$0,4 \times 80 = 32\text{cm} \leq b_n \leq 0,7 \times 80 = 56\text{cm}$  On prend  **$b_n=50\text{cm}$**

### Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 80\text{cm}$  .....Hauteur de la nervure.

$h_d = 45\text{cm}$ .....Hauteur de la dalle.

$b_n = 50\text{cm}$ .....Largeur de la nervure.

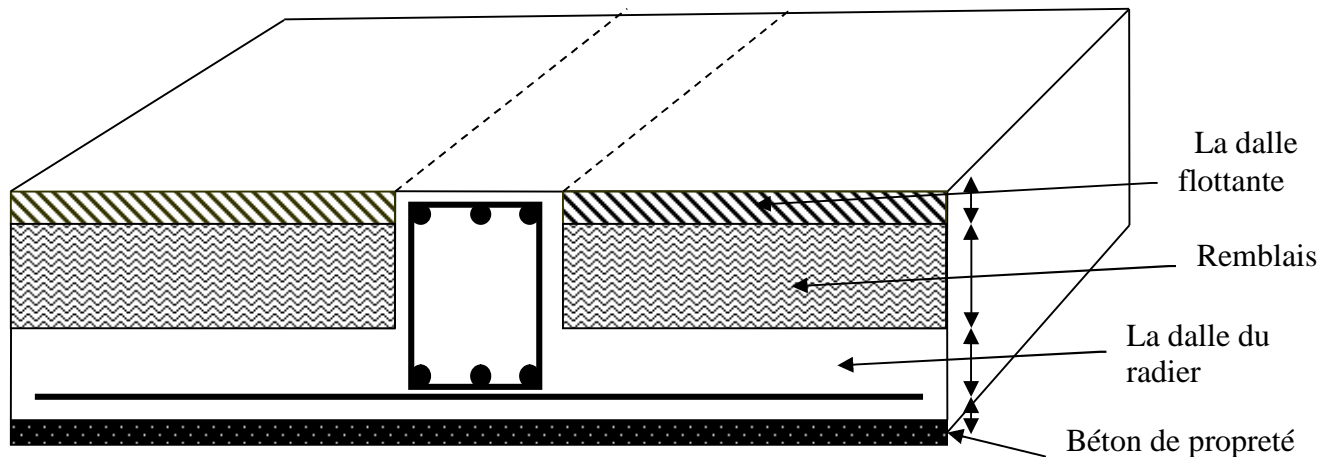


Figure VII.3 : La coupe verticale d'un radier générale

### VII.6.2. Détermination des sollicitations de calcul :

#### Poids de la structure :

Charges permanentes  $G = 42709.66\text{ KN}$  d'après ETABS

Charges d'exploitation  $Q = 9330.12\text{ KN}$

#### Combinaisons d'actions :

à l'ELU:  $N_u = 1,35 G + 1,5Q$

$$N_u = 1,35 \times 42709.66 + 1,5 \times 9330.12 = 71653.221\text{ KN}$$

à l'ELS:  $N_s = G+Q$

$$N_s = 42709.66 + 9330.12 = 52039.78\text{ KN}$$

### VII.6.3. Détermination de la surface nécessaire du radier :

La surface du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{\text{SOL}}} = \frac{71653.221}{1,33 \times 200} = 269.37 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{52039.78}{200} = 260.19 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 446.43 \text{ m}^2 \geq S_{\text{rad}} = \max ( 269.37 ; 260.19 ) \text{ m}^2 = \mathbf{269.37 \text{ m}^2}$$

#### Remarque :

Nous remarquons que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max \left( \frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max \left( \frac{100}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 50 \text{ cm}$$

★ Nous ajoutons au radier un débord de 50cm dans les quatre sens.

Donc on aura une surface totale de radier :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}}$$

$$S_{\text{deb}} = (112.67 \times 0,5) = \mathbf{56,33 \text{ m}^2}$$

$$S_{\text{rad}} = 446,43 + 56,33 = \mathbf{502,76 \text{ m}^2}$$

### VII.6.4. Détermination des efforts à la base du radier :

#### 1) Charges permanentes :

Poids du bâtiment  $G_{\text{bat}} = 22811.801 \text{ KN}$

#### a- poids du radier :

##### Remarque:

$G_{\text{rad}}$  = poids de la dalle + poids de la nervure + poids du remblais + poids de la dalle flottante + poids de débord

##### ✚ Poids de la dalle :

$$P_1 = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 502.76 \times 0,45 \times 25 = \mathbf{5656.05 \text{ KN}}$$

##### ✚ Poids des nervures :

$$P_2 = b \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$P_2 = \left\{ 0,5 \times (0.80 - 0,45) \times 34.05 \times 8 + 0,5 \times (0.80 - 0,45) \times 31.04 \times 8 \right\} \times 25 = \mathbf{2278.15 \text{ KN}}$$

##### ✚ Poids du remblai :

$$P_3 = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_{\text{rad}} - h_d) \times \rho$$

$$P_3 = (502.76 - 227.81) \times (0.80 - 0,45) \times 17 = \mathbf{1635.95 \text{ KN}}$$

➤ **Poids de la dalle flottante :**

$$P_4 = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times ep \times \rho_b$$

$$P_4 = (502.76 - 227.81) \times 0.1 \times 25 = \mathbf{687.37 \text{ KN}}$$

**D'où :**

$$G_{\text{rad}} = P_1 + P_2 + P_3 + P_4$$

$$G_{\text{rad}} = 5656.05 + 2278.15 + 1635.95 + 687.37$$

$$G_{\text{rad}} = \mathbf{10257.52 \text{ KN}}$$

**2) Surcharge d'exploitation :**

➤ Surcharge du bâtiment  $Q_{\text{bat}} = \mathbf{9330.12 \text{ KN}}$

➤ Surcharge du radier  $Q_{\text{rad}} = 502.76 \times 2,5 = 1256.9 \text{ KN}$

**3) Poids total de la structure :**

➤  $G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{bat}} = 10257.52 + 22811.801 = 33069.32 \text{ KN}$

➤  $Q_{\text{tot}} = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{radier}} = 9330.12 + 1256.9 = 10587.02 \text{ KN}$

**4) Combinaisons d'action :**

à l'ELU :  $N_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$

$$= 1,35 \times 33069.32 + 1,5 \times 10587.02 = 60524.11 \text{ KN}$$

à l'ELS :  $N_s = G + Q$

$$= 33069.32 + 10587.02 = 43656.34 \text{ KN}$$

**VII.6.5. Calcul des caractéristiques géométriques du radier :**

▪ **Centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont données par :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 17.12m \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 12.5m$$

**Avec :**

$S_i$  : Aire du panneau considéré ;

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré

**Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \sum_1^n \left( I_{xi} + S_i (X_i - X_G)^2 \right) \quad \text{et} \quad I_{yy} = \sum_1^n \left( I_{yi} + S_i (Y_i - Y_G)^2 \right)$$

$$I_{xx} = \frac{34.05 \times 31.04^3}{12} = 84859.60m^4$$

$$I_{yy} = \frac{31.04 \times 34.05^3}{12} = 102115.53m^4$$

### VII.6.6. Vérification :

- Vérification de contrainte de cisaillement :**

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right\} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4MPa \right\} = 2,5MPa$$

**Avec :**

$$b=100\text{cm} ; d=0,9h_d=0,9 \times 45=40,5\text{cm}$$

$$V_u^{\max} = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b \times L_{\max}}{2S_{\text{radier}}} = \frac{60524,11 \times 1 \times 6,50}{2 \times 502,76} = 391,24 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{391,24 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 405} = 1,07 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- ✓ Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- ✓ Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \times h$$

**Avec :**

**M<sub>j(K=0)</sub>**: Moment sismique à la base du bâtiment

**T<sub>j(K=0)</sub>**: Effort tranchant à la base du bâtiment

**I<sub>xi</sub>, I<sub>yi</sub>**: Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

**h**: Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne:

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

$$L'ELU : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{SOL}$$

$$L'ELS : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

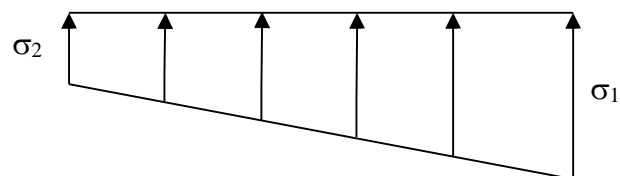
**Avec :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

**a) Calcul des moments :**

$$M_{xx} = 21669,496 + 1286,22 \times 0,8 = 22698,47 \text{ kN.m}$$

$$M_{yy} = 19922,763 + 1318,85 \times 0,8 = 20977,84 \text{ kN.m}$$



**Figure VII.4 : Diagramme des contraintes.**

❖ **ELU :**

**Sens longitudinal (X-X) :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{60524,11}{502,76} + \frac{22698,47}{102115,53} \times 17,12 = 124,21 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{60524,11}{502,76} - \frac{22698,47}{102115,53} \times 17,12 = 116,56 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 124,21 + 116,56}{4} = 122,29 \leq 1,33 \cdot \sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{KN} / \text{m}^2$$

⇒ Condition vérifiée.

**Sens transversal (Y-Y) :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{60524,11}{502,76} + \frac{41807,97}{84859,60} \times 12,5 = 126,54 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{60524,11}{502,76} - \frac{41807,97}{84859,60} \times 12,5 = 114,22 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 126,54 + 114,22}{4} = 123,46 \leq 1,33 \cdot \sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{KN} / \text{m}^2$$

⇒ Condition vérifiée.

❖ **ELS :**

**Sens longitudinal (X-X) :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{43656,34}{502,76} + \frac{22698,47}{102115,53} \times 17,12 = 90,63 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{43656,34}{502,76} - \frac{22698,47}{102115,53} \times 17,12 = 83,02 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 90,63 + 83,02}{4} = 88,72 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{KN} / \text{m}^2$$

⇒ Condition vérifiée

**Sens transversal (Y-Y) :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{43656,34}{502,76} + \frac{41807,97}{84859,60} \times 12,5 = 92,99 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{43656,34}{502,76} - \frac{41807,97}{84859,60} \times 12,5 = 80,67 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 92,99 + 80,67}{4} = 89,91 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{KN} / \text{m}^2$$

⇒ Condition vérifiée.

**Remarque :**

Du fait que les contraintes à la base du radier soient positives et représentent une répartition trapézoïdale, donc il n'y a pas risque de renversement du radier.

• **Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2, 42 /BAEL91)**

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{(0,07 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28})}{\gamma_b}$$

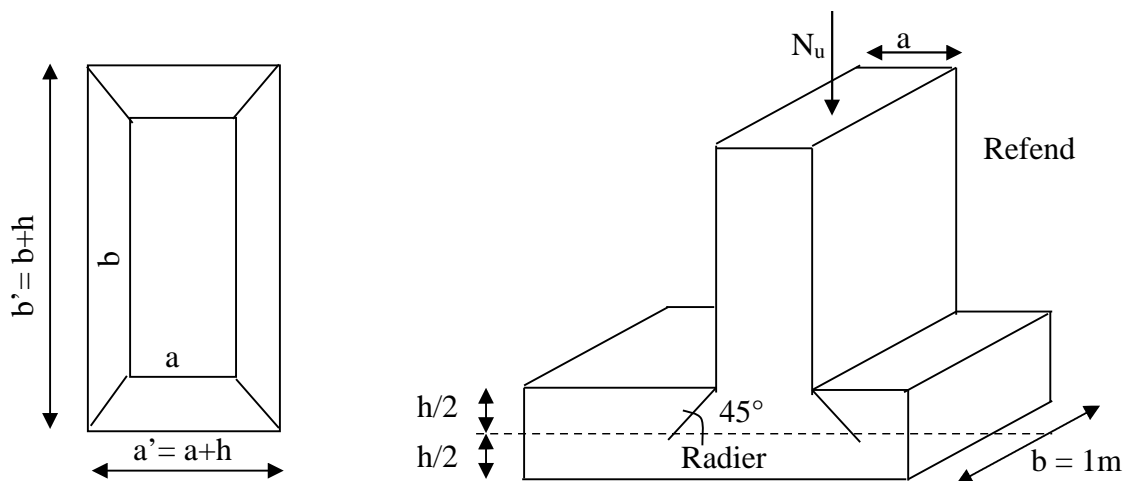
**Avec :**

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

$\mu_c$  : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$a$  : Epaisseur du voile ou du poteau.

$b$  : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1 m).



**Figure VII.5 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.**

**Calcul du périmètre utile  $\mu_c$  :**

✓ **Vérification pour les poteaux :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,50 + 0,50 + 2 \times 0,8) = 5,2 \text{ m}$$

$$N_u = 2567,78 \text{ kN}$$

$$N_u < \frac{(0,07 \times 5,2 \times 0,80 \times 25 \cdot 10^3)}{1,5} = 4853,33 \text{KN} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

### VII.6.7. Ferrailage du radier :

Pour le calcul de ce radier, nous utilisons les méthodes exposées dans le BAEL.91/modifiée99.

#### A) Ferrailage de la dalle :

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme, et encadrée sur quatre côtés nous distinguons deux cas :

##### \* 1<sup>er</sup> Cas :

Si :  $\rho < 0,4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

##### \* 2<sup>eme</sup> Cas :

Si :  $0,4 \leq \rho \leq 1$  ; les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ avec } (L_x < L_y)$$

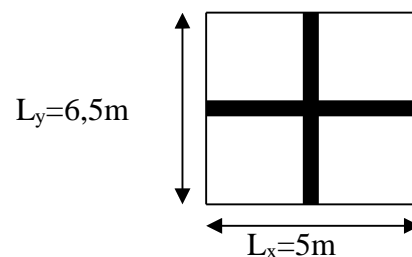
**Remarque :** Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

#### 1) Identification du panneau le plus sollicité :

$$L_x = 6,5 \text{ m} ; L_y = 4,3 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5}{6,5} = 0,76$$

$0,4 < \rho \leq 1 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.



Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte  $\sigma_m^{\max}$  la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$ELU \Rightarrow \sigma_m^{\max} = \max(122,29; 123,46) = 123,46 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$ELS \Rightarrow \sigma_m^{\max} = \max(88,72; 89,91) = 89,91 \text{KN} / \text{m}^2$$

### L'ELU :

$$q_u = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(123,46 - \frac{10257,52}{502,76}\right) \times 1m = 103,05 \text{ KN / ml}$$

### L'ELS :

$$q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(89,91 - \frac{10257,52}{502,76}\right) \times 1m = 69,50 \text{ KN / ml}$$

### 2) Calcul à L'ELU :

$$q_u = 103,05 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,76 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0610 \\ \mu_y = 0,525 \end{cases}$$

#### a) Calcul des moments $M_{ox}$ et $M_{oy}$ :

$$M_{ox} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0610 \times 103,05 \times (5^2) = 157,15 \text{ KN}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0,525 \times 157,15 = 82,50 \text{ KN}$$

### Remarque :

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée :  $0,75M_{ox}$  ou  $0,75M_{oy}$
- Moment sur appuis :  $0,5M_{ox}$  ou  $0,5M_{oy}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement

Partiel alors :

- Moment en travée :  $0,85M_{ox}$  ou  $0,85M_{oy}$
- Moment sur appui de rive :  $0,3M_{ox}$  ou  $0,3M_{oy}$
- Moment sur appui intermédiaire :  $0,5M_{ox}$  ou  $0,5M_{oy}$

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront minorisés en leurs affectant un coefficient de (-0,5) aux appuis et (0,75) en travée.

#### b) Ferrailage dans le sens x - x :

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5M_{ox} = 0,50 \times 157,15 = 78,58 \text{ kN}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{78,58 \times 10^3}{100 \times 43^2 \times 14,2} = 0,029 < u_1 = 0,392 \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,029 \rightarrow \beta = 0,986 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{stt}} = \frac{78,58 \times 10^3}{0,986 \times 43 \times 348} = 5,32 \text{ cm}^2$$

Soit : **8 HA 12 = 9,05 cm<sup>2</sup> / ml**

Avec : **S<sub>t</sub> = 12,5 cm** < min (3h, 33 cm) ; Sens de la petite portée.

- **En travée :**

$$M_t = 0,75 \times 157,15 = 117,86 \text{ KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{117,86 \times 10^3}{100 \times 43^2 \times 14,2} = 0,044 < u_1 = 0,392 \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,044 \rightarrow \beta = 0,978 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{117,86 \times 10^3}{0,978 \times 43 \times 348} = 8,05 \text{ cm}^2$$

**Soit :**  $8 \text{ HA } 14 = 12,31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

**Avec :**  $S_t = 12,5 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$  ; Sens de la petite portée

**c) Ferrailage dans le sens y - y :**

- **Aux appuis :**

$$M_a = 0,5 M_{oy} = 0,50 \times 82,50 = 41,25 \text{ KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{41,25 \times 10^3}{100 \times 43^2 \times 14,2} = 0,015 < u_1 = 0,392 \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,015 \rightarrow \beta = 0,993 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{41,25 \times 10^3}{0,993 \times 43 \times 348} = 2,77 \text{ cm}^2$$

**Soit :**  $3 \text{ HA } 14 = 4,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

**Avec :**  $S_t = 30 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm})$  ; Sens de la grande portée.

- **En travée :**

$$M_t = 0,75 \times 82,50 = 61,87 \text{ KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{61,87 \times 10^3}{100 \times 43^2 \times 14,2} = 0,023 < u_1 = 0,392 \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0,023 \rightarrow \beta = 0,989 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{61,87 \times 10^3}{0,989 \times 43 \times 348} = 4,18 \text{ cm}^2$$

**Soit :**  $3 \text{ HA } 14 = 4,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

**Avec :**  $S_t = 30 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm})$  ; Sens de la grande portée.

### 3) Calcul a LELS :

#### a) Calcul des moments $M_{ox}$ et $M_{oy}$ :

$$q_s = 69,50 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,76 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0610 \\ \mu_y = 0,525 \end{cases}$$

Calcul des moments  $M_{ox}$ ,  $M_{oy}$  :

$$M_{ox} = \mu_u \times q_s \times L_x^2 = 0,0610 \times 69,50 \times (5)^2 = 105,98 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_u = 0,75 \times 105,98 = 79,48 \text{ kN.m}$$

Calcul des moments aux appuis et en travées dans les deux sens :

#### Sens xx :

$$M_a = 0,5M_{ox} = 0,5 \times 105,98 = 52,99 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_{ox} = 0,75 \times 105,98 = 79,48 \text{ KN.m}$$

#### Sens yy :

$$M_a = 0,5M_{oy} = 0,5 \times 79,48 = 39,74 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_{oy} = 0,75 \times 79,48 = 59,61 \text{ KN.m}$$

#### b) Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	$M_u$	$M_s$	$\gamma$	$\mu$	$\alpha$	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	78,58	52,99	1,48	0,029	0,0368	0,490	CV
	Travée	117,86	79,48	1,48	0,044	0,0562	0,490	CV
Y- Y	Appuis	41,25	39,74	1,03	0,015	0,0189	0,265	CV
	Travée	61,87	59,61	1,03	0,023	0,0292	0,265	CV

**Tableau VII.4 : Vérification des contraintes dans le béton.**

#### c) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \omega_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \rho}{2}$$

Avec :  $\omega_0 = 0,0008$  pour HA Fe E400 et  $\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,76$

#### Sens x - x :

$$A_{\min} = 0,0008 \times 50 \times 80 \times \frac{3 - 0,76}{2} = 3,58 \text{ cm}^2 / ml$$

Sens y – y :

$$A_{\min} = 0,0008 \times 50 \times 80 = 3,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aux appuis :

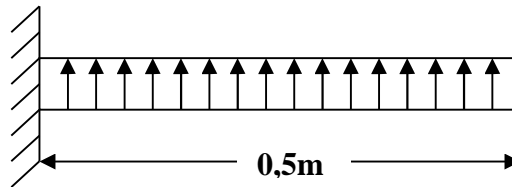
$$\begin{aligned} A_{ua}^x &= 9,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,58 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y &= 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,20 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{aligned}$$

En travée :

$$\begin{aligned} A_{ut}^x &= 12,31 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,58 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y &= 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,20 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{aligned}$$

### VII.6.8. Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.



**Figure VII.6 : schéma statique de débord**

#### 1) Sollicitations de calcul :

**à L'ELU :**  $q_u = 103,05 \text{ KN/ml}$

$$M_u = -\frac{q_u \cdot l^2}{2} = -\frac{103,05 \times 0,5^2}{2} = -12,88 \text{ KN.m}$$

**à L'ELS :**  $q_s = 69,50 \text{ KN/ml}$

$$M_s = -\frac{q_s \cdot l^2}{2} = -\frac{69,50 \times 0,5^2}{2} = -8,68 \text{ KN.m}$$

#### 2) Calcul des armatures :

$b = 1 \text{ m}$  ;  $d = 43 \text{ cm}$  ;  $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ .

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{12,88 \times 10^3}{100 \times 43^2 \times 14,2} = 0,004 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,004 \rightarrow \beta_u = 0,998$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12,88 \times 10^3}{0,998 \times 43 \times 348} = 0,86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit :  $A_u = 4\text{HA}14/\text{ml} = 6,15\text{cm}^2$  Avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

### 3) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,15}{4} = 1,53\text{cm}^2 / \text{ml}$$

Soit :  $A_r = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$  Avec :  $S_t = 20\text{cm}$ .

### 4) Vérification à l'ELU :

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 43 \times 2,1}{400} = 5,19 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 6,15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,19 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

### Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord  $A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}}$

Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

### VII.7. Ferrailage de la nervure :

Les nervures considérées comme des poutres doublement encastrees

$h = 80 \text{ cm}$  ;  $b = 50 \text{ cm}$  ;  $c = 5 \text{ cm}$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

#### VII.7.1. Détermination des efforts et calcul des armatures:

##### A- Sens longitudinal (X-X) :

ELU:  $q_u = 103,05\text{KN/ml}$

ELS :  $q_s = 69,50\text{KN/ml}$

1- ELU :

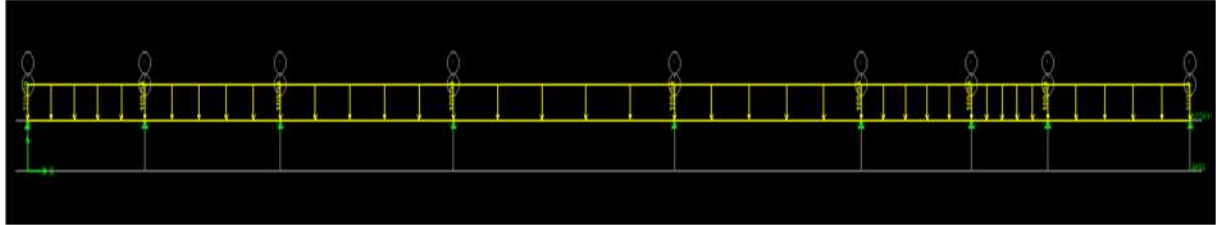


Figure VII.7 : Diagramme du chargement à l'ELU

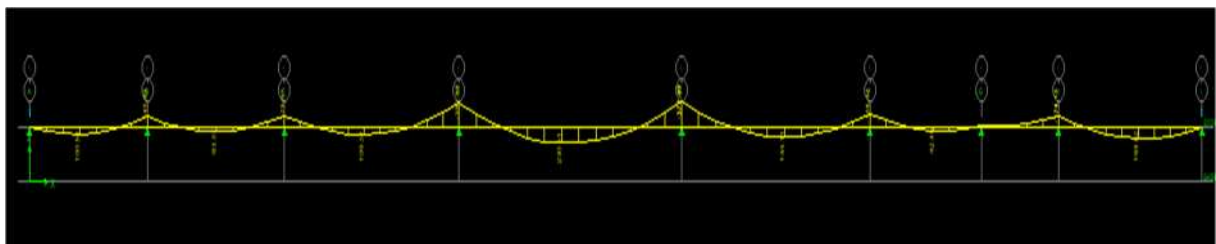


Figure VII.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

Le ferrailage se fera avec les moments  $M_{\max}$  aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

**Calcul des armatures:**

$$M_t^{\max} = 230,51 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{\max} = -377,44 \text{ kN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm}, h = 80 \text{ cm}, d = 75 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

• **Aux appuis :**

$$M_a = -377,44 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{377,44 \times 10^3}{50 \times 75^2 \times 14,2} = 0,09 < 0,392 = \mu_1 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0,09 \rightarrow \beta = 0,953$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{377,44 \times 10^3}{0,953 \times 75 \times 348} = 10,17 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA14+4HA12= 10,67 cm<sup>2</sup>/ml.**

- **En travée :**

$$M_t = 230,51 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{230,51 \times 10^3}{50 \times 75^2 \times 14,2} = 0,058 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0,058 \rightarrow \beta = 0,970$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{230,51 \times 10^3}{0,970 \times 75 \times 348} = 9,10 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA14+4HA12= 10,67 cm<sup>2</sup>/ml.**

### 2- ELS :

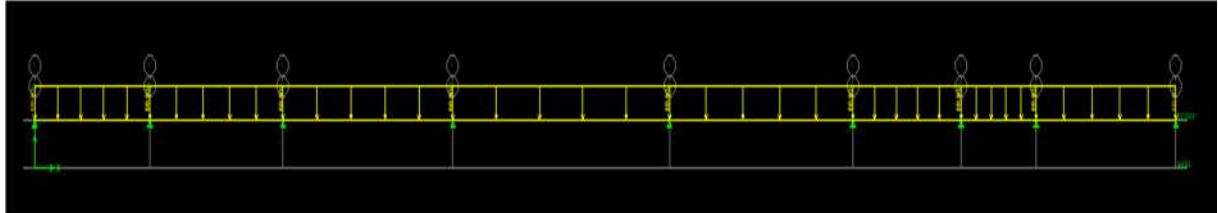


Figure VII.9 : Diagramme du chargement à l'ELS

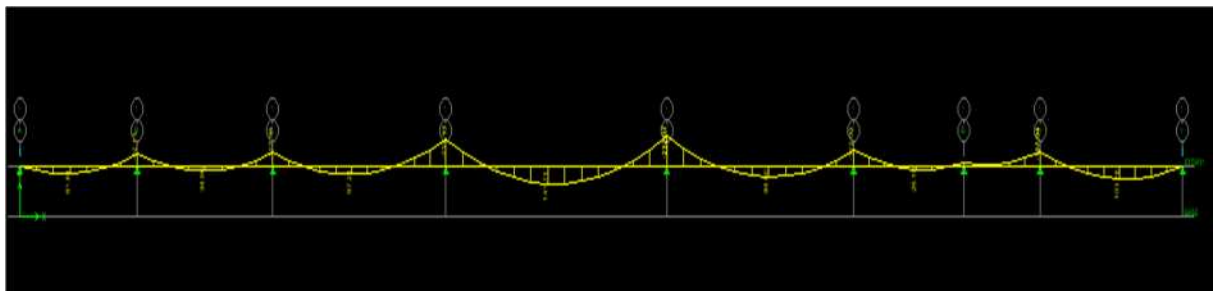


Figure VII.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

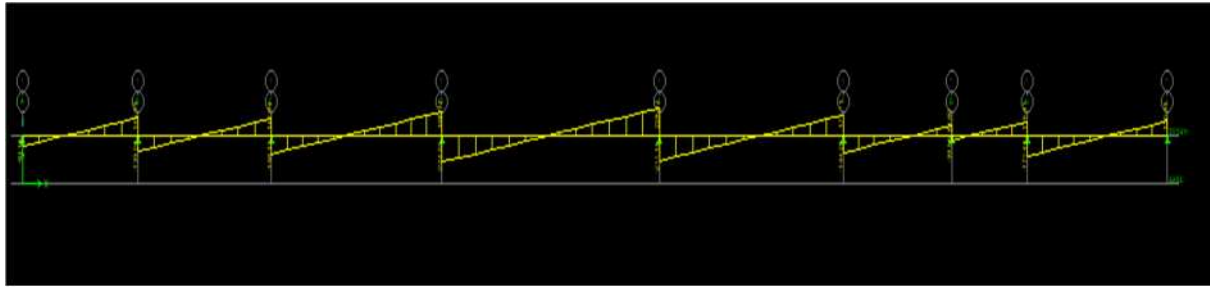


Figure VII.10 : Diagramme des efforts tranchants à ELS.

**Vérification à l'ELS :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	M <sub>u</sub>	M <sub>s</sub>	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	377,44	232,07	1,62	0,09	0,1181	0,56	Vérifiée
	Travée	230,51	149,71	1,54	0,058	0,0747	0,52	Vérifiée

Tableau VII.5 : Vérifications à l'ELS dans le sens longitudinal.

**B- Sens transversale :**

ELU : q<sub>u</sub> = 103,05KN/m

ELS : q<sub>s</sub> = 69,50KN/m

**1- ELU :**

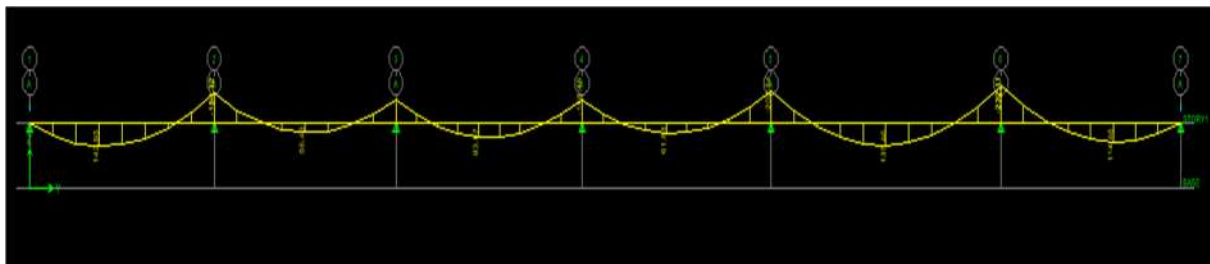


Figure VII.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

### Calcul des armatures :

$$M_t^{\max} = 142,85 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = -232,11 \text{ KN.m}$$

$$b = 50\text{cm}, h = 80 \text{ cm}, d = 75 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

- **Aux appuis :**

$$M_a = -232,11 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{232,11 \times 10^3}{50 \times 75^2 \times 14,2} = 0,058 < 0,392 = \mu_1 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0,058 \rightarrow \beta = 0,970$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{232,11 \times 10^3}{0,970 \times 75 \times 348} = 9,17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 8\text{HA}14 = 12,31 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- **En travée :**

$$M_t = 142,85 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{142,85 \times 10^3}{50 \times 75^2 \times 14,2} = 0,036 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0,036 \rightarrow \beta = 0,982$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{142,85 \times 10^3}{0,982 \times 75 \times 348} = 5,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 8\text{HA}14 = 12,31 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

2-ELS :

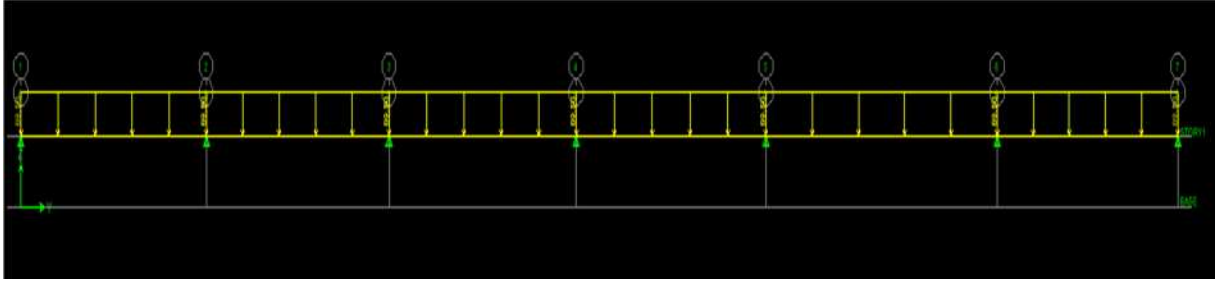


Figure VII.12: Diagramme du chargement à l'ELS

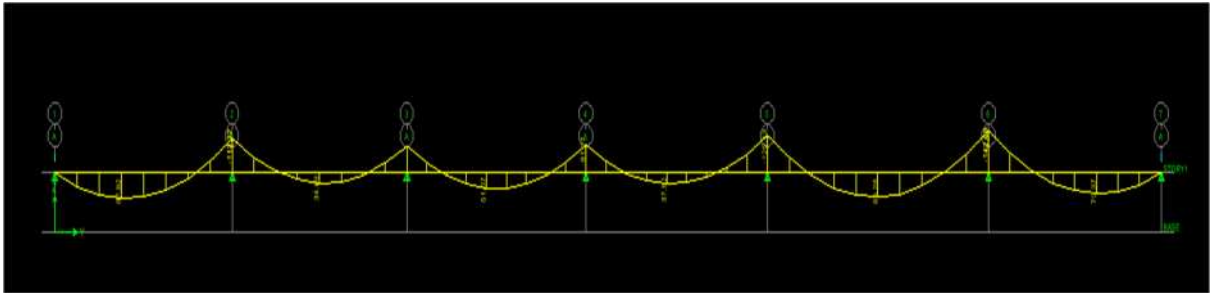


Figure VII.13 : Diagramme des moments fléchissant à ELS.

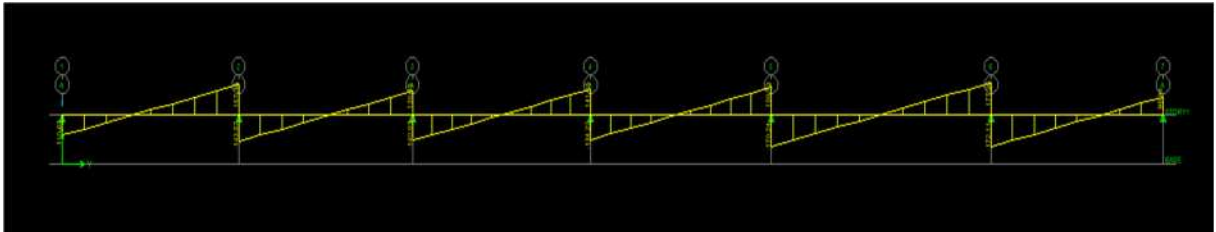


Figure VII.14 : Diagramme des efforts tranchants à ELS.

**Vérification à l'ELS :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	$M_u$	$M_s$	$\gamma$	$\mu$	$\alpha$	Rapport	Obs.
Y- Y	Appuis	232,11	142,68	1,62	0,058	0,0747	0,56	Vérifiée
	Travée	142,85	87,82	1,62	0,036	0,0459	0,56	Vérifiée

Tableau VII.6 : Vérifications à l'ELS dans le sens transversal.

### VII.8. Vérification à l'ELU :

- **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4,66 \text{ mm}$$

soit  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

- ✚ **Espacement des armatures :**

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{20 ; 16,8\} \quad \text{Soit : } \mathbf{St = 15 \text{ cm.}}$$

- En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 40 \text{ cm.}$$

Soit :  $\mathbf{St = 20 \text{ cm.}}$

- ✚ **Armatures transversales minimales :**

$$A_{min} = 0.003S_t b = 0,003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}^2.$$

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_L \right\} = \min \left\{ \frac{800}{35} ; \frac{500}{10} ; 14 \right\} = \min \{22,85 \text{ mm} ; 50 \text{ mm} ; 14 \text{ mm}\} = 14 \text{ mm}$$

Soit :  $\phi = 10 \text{ mm}$

Soit :  $A_t = 6\text{HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2$  (2 cadre et un étrier)

- ✚ **Condition de non fragilité (BAEL.91.art :A.4.2)**

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 50 \times 75 \times 2,1}{400} = 4,52 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

- ✚ **Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL.91.art :A.5.1, 211):**

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

**Avec :**

$T_{u \max} = 228,42 \text{ KN}$  dans le sens longitudinal

$T_{u \max} = 177,26 \text{ KN}$  dans le sens transversal

Sens X - X :  $\tau_u = \frac{228,42 \times 10^3}{500 \times 750} = 0,60 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

Sens Y - Y :  $\tau_u = \frac{177,26 \times 10^3}{500 \times 750} = 0,47 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

### VII.9.Vérifications à l'ELS :

- **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{377,44}{232,07} = 1,62$$

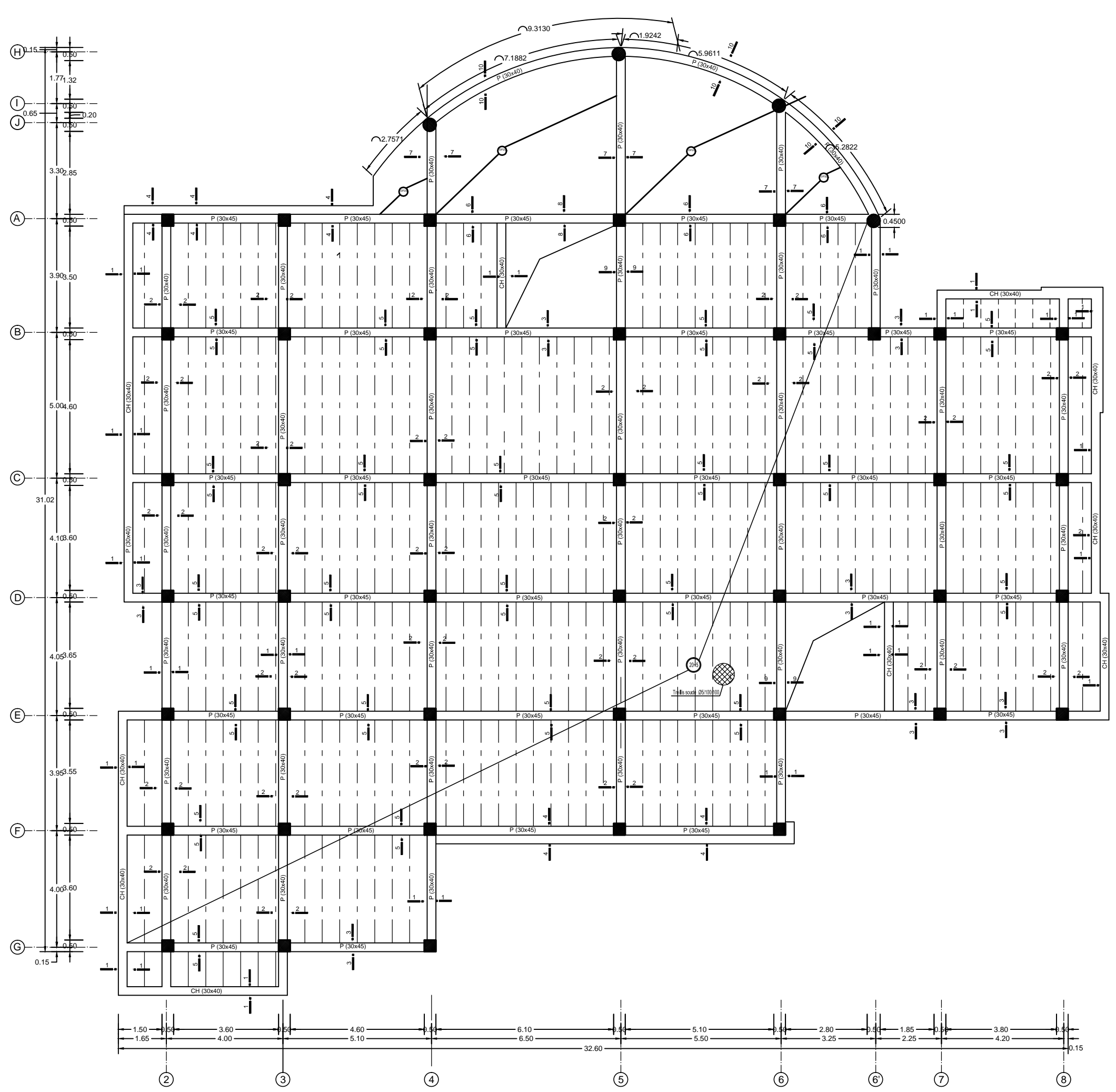
$$\alpha = 0,1181 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,56 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

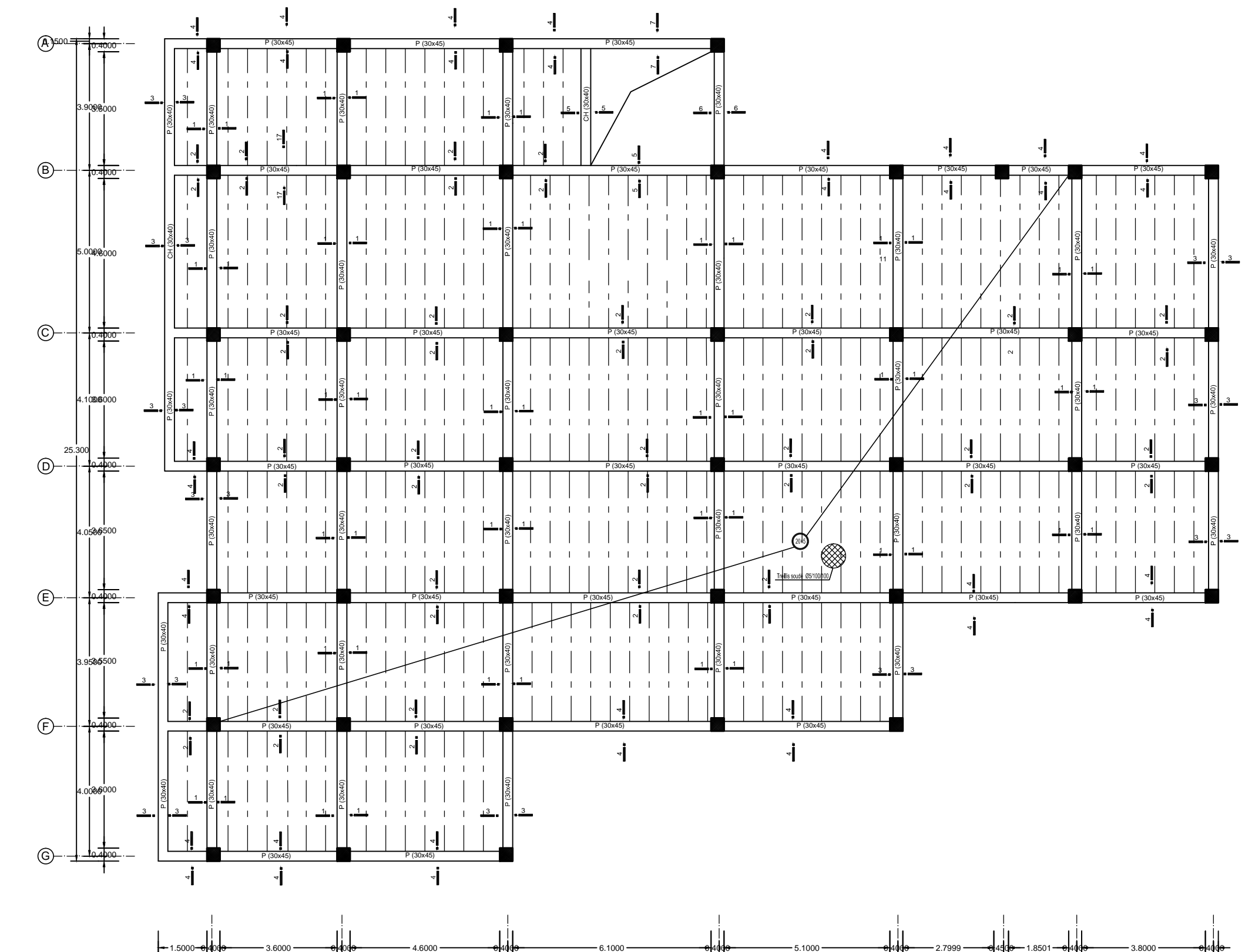
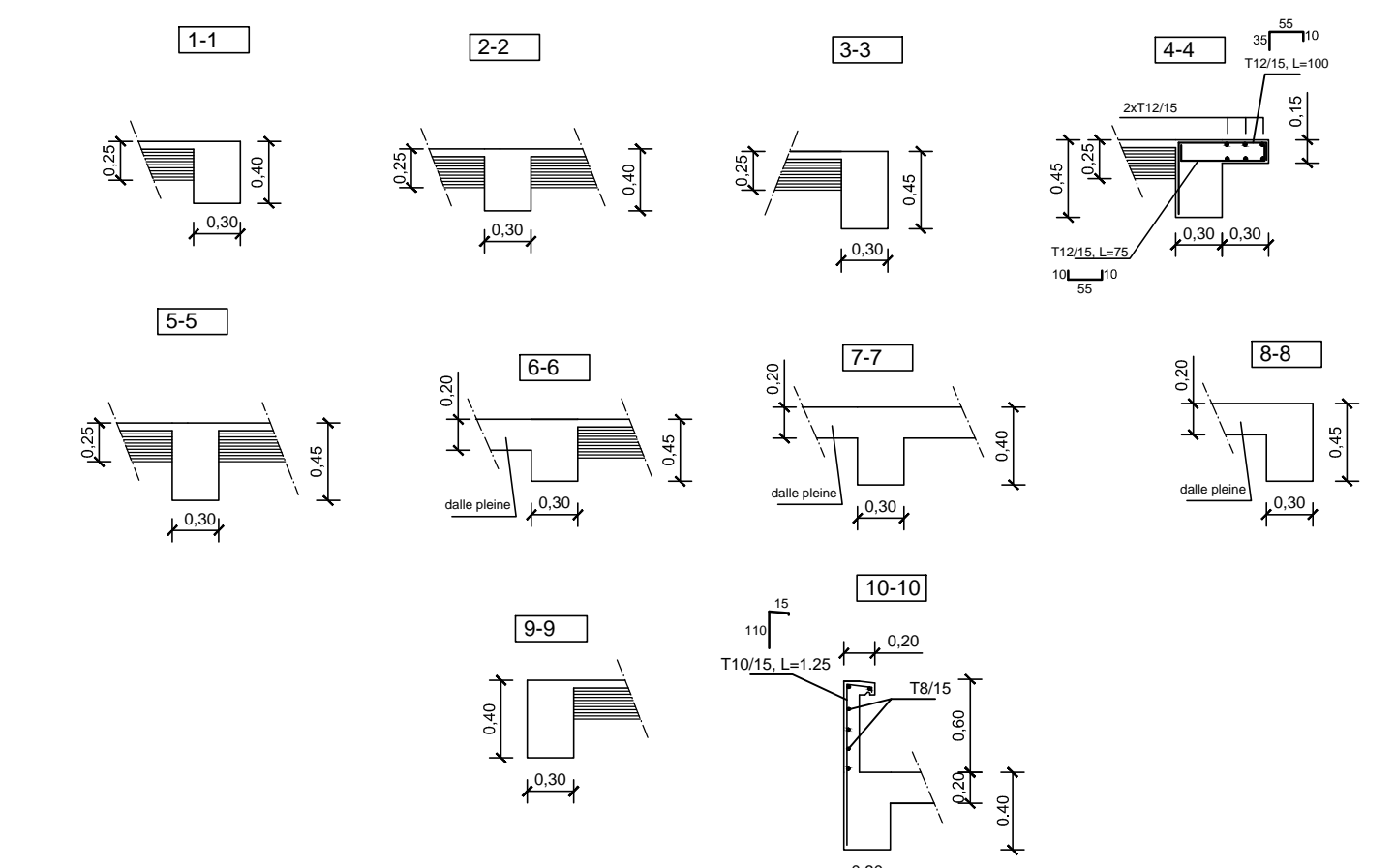
$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{230,51}{149,71} = 1,54$$

$$\alpha = 0,01885 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,52 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

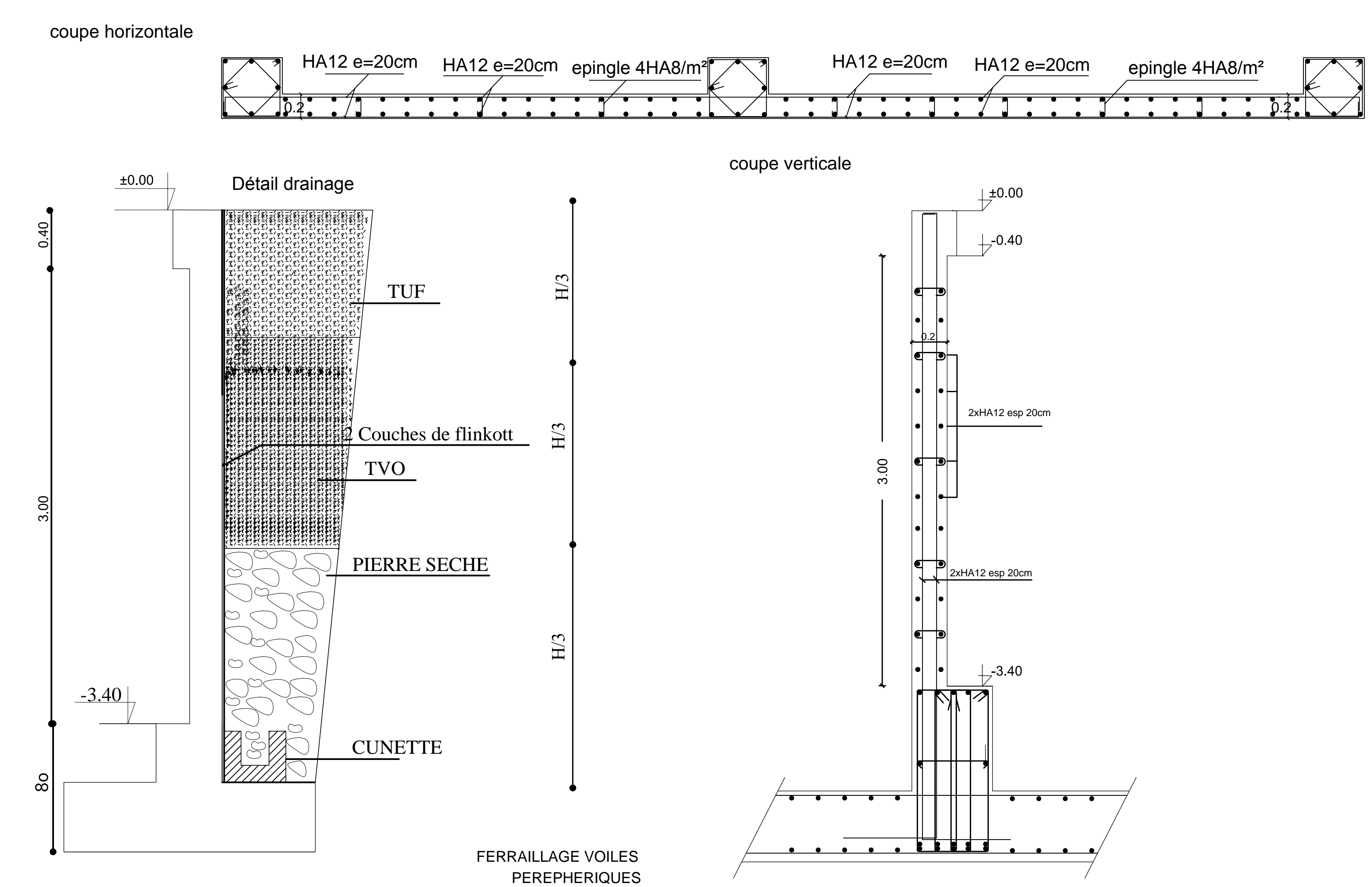
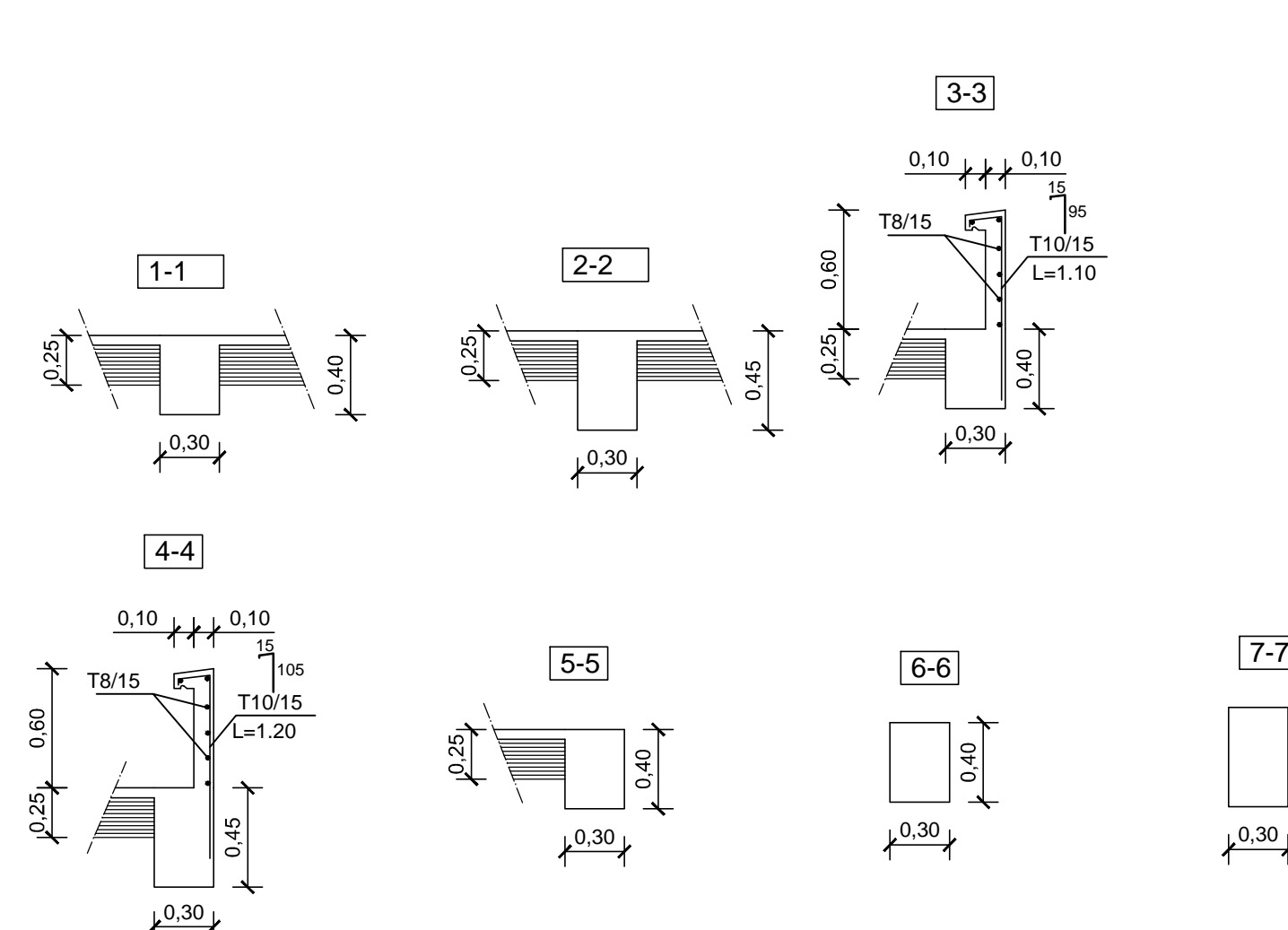
Donc il n'y a pas lieu de faire les vérifications à l'ELS.



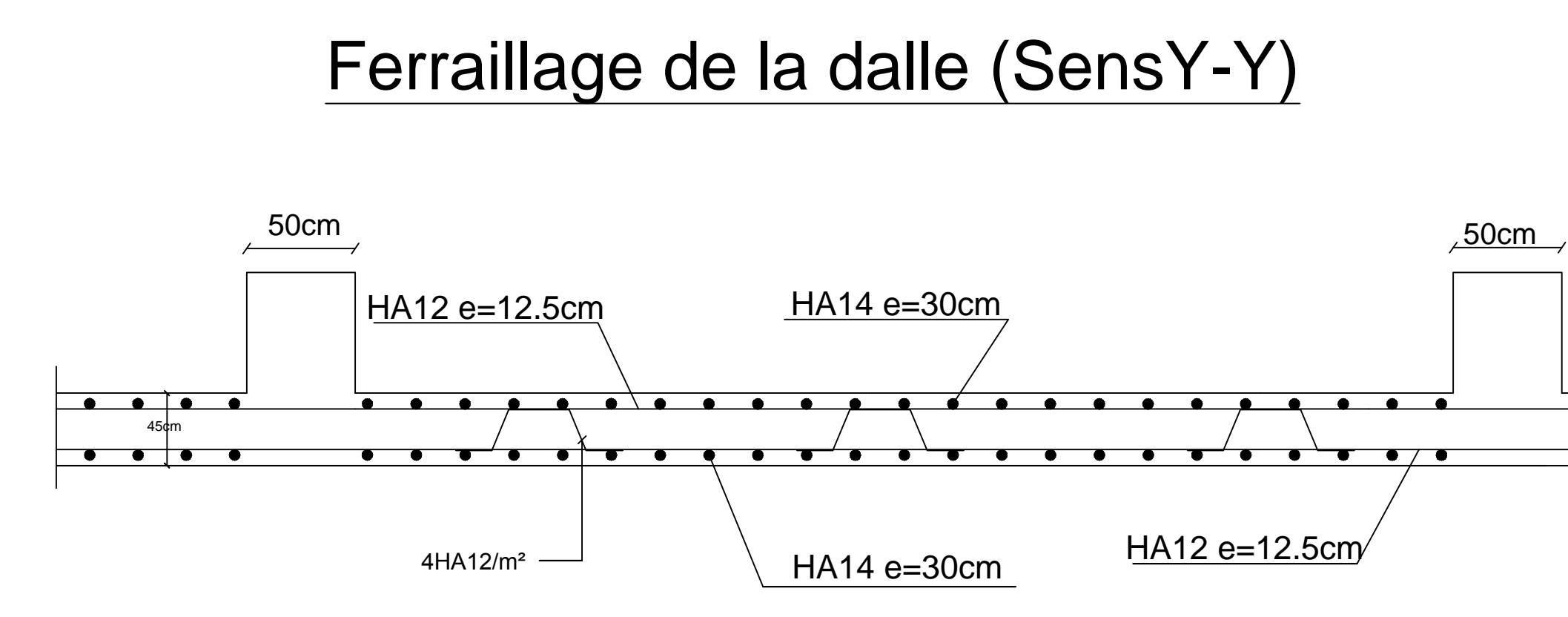
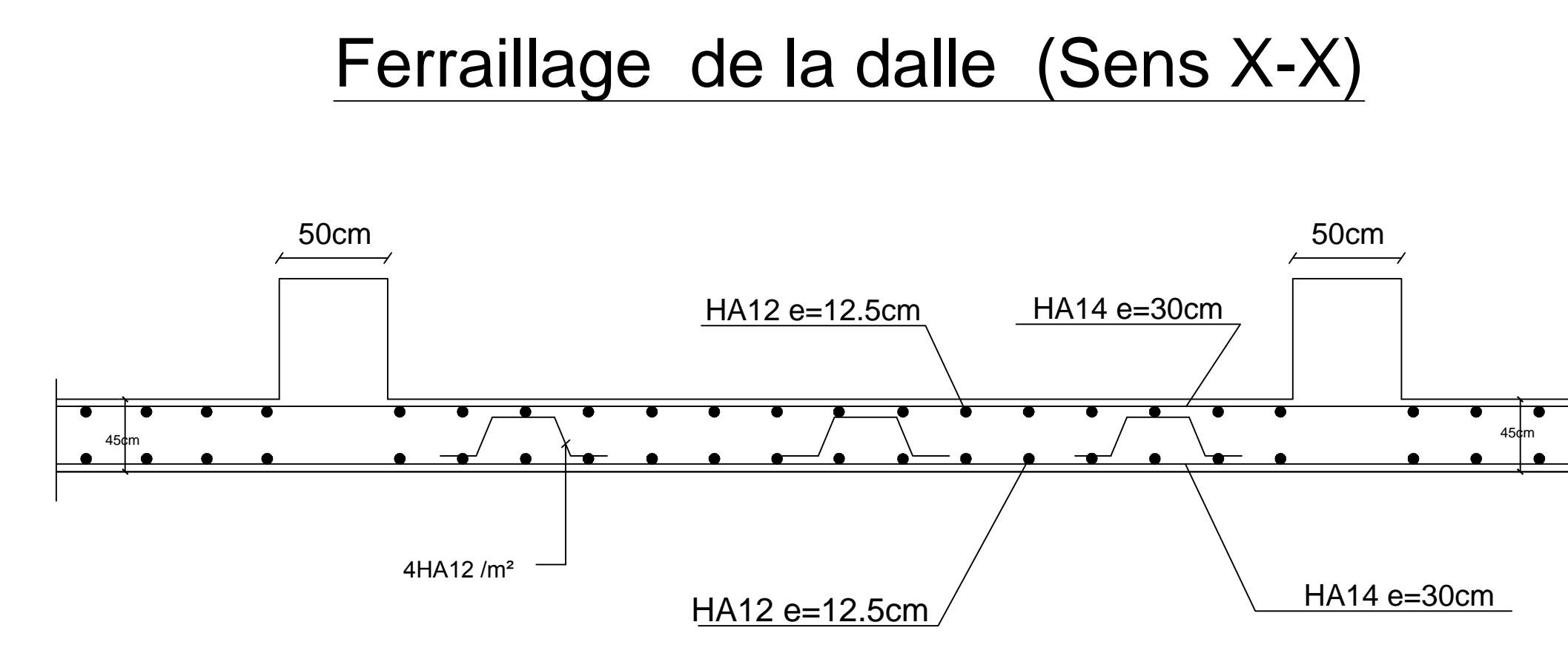
COFFRAGE PLANCHER RDC, 1, 2, 3, 4eme ETAGES



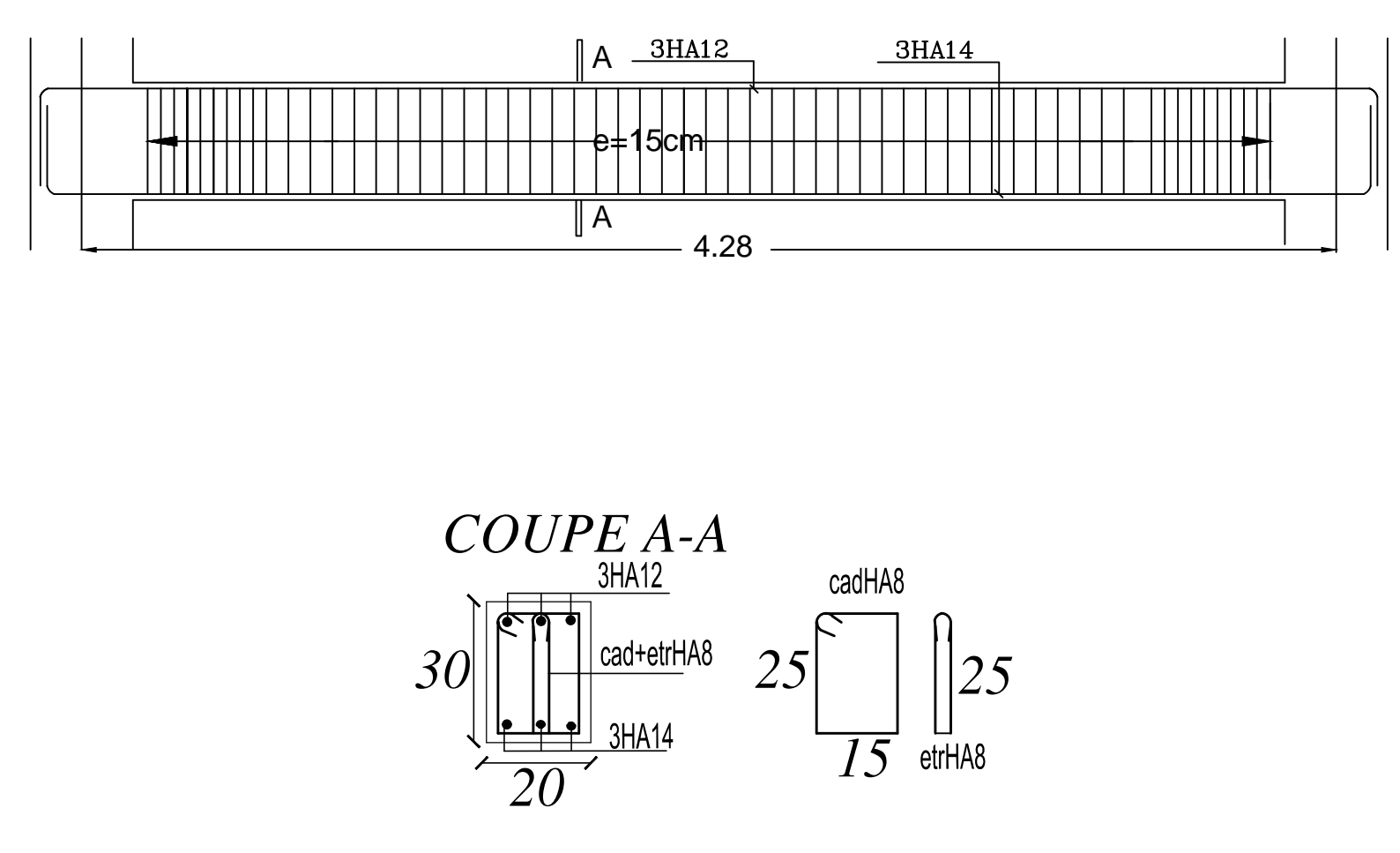
COFFRAGE PLANCHER TERRASSE



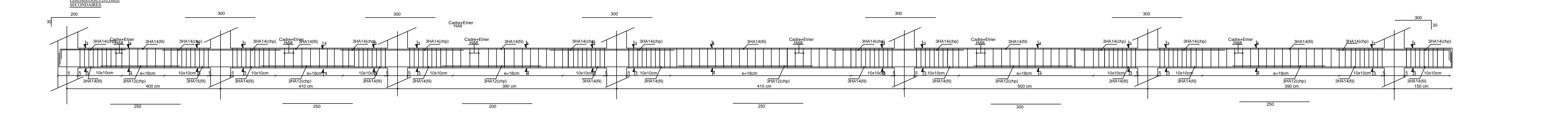
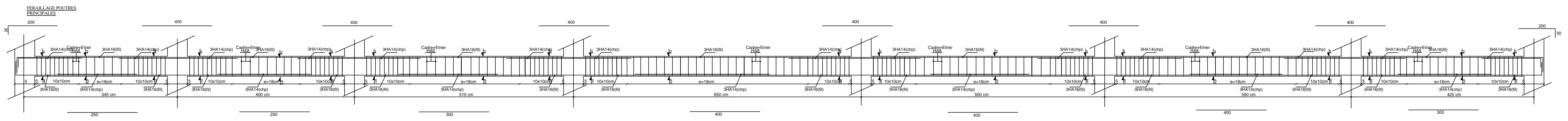
FERRAILLAGE VOILES PERIPHERIQUES



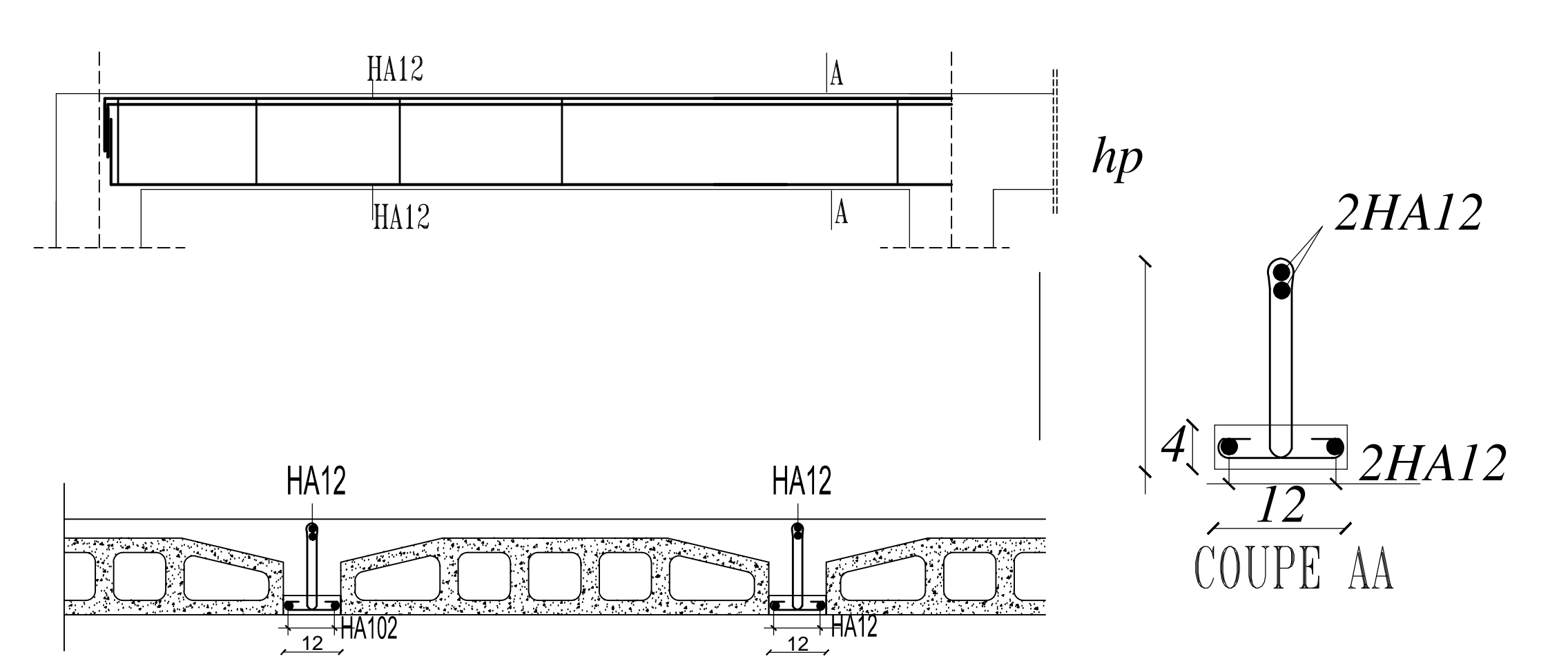
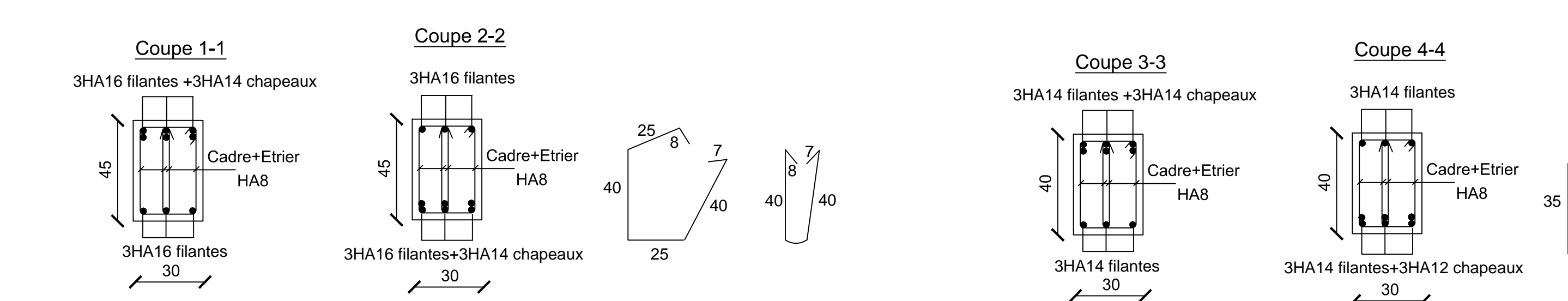
FERRAILLAGE DU RADIER



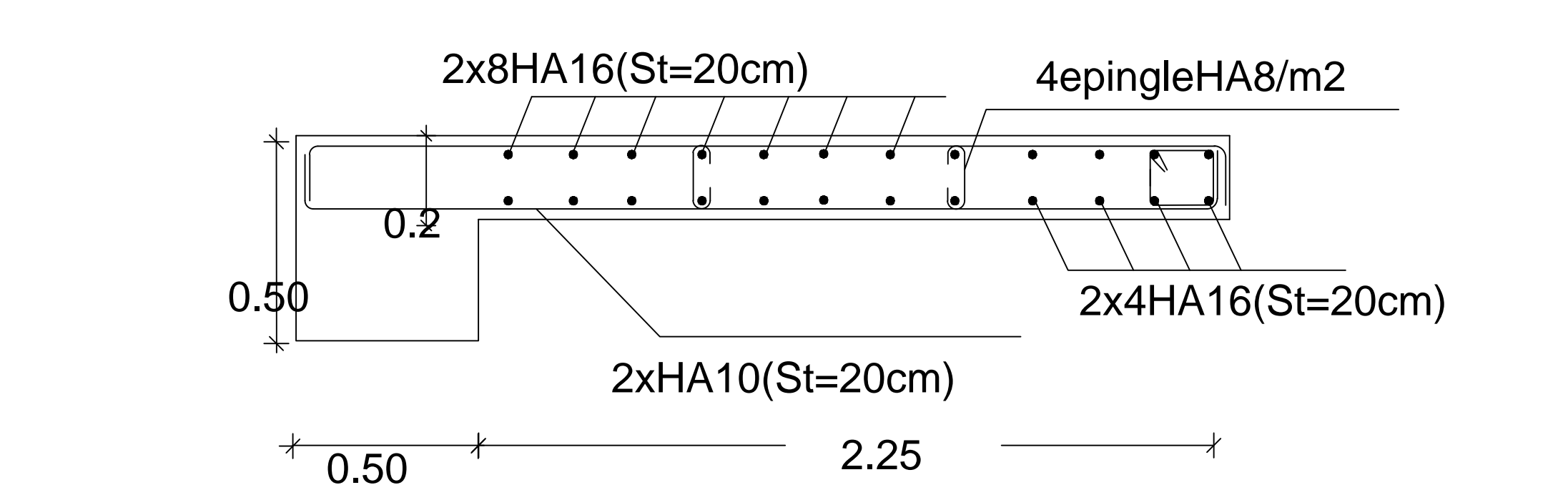
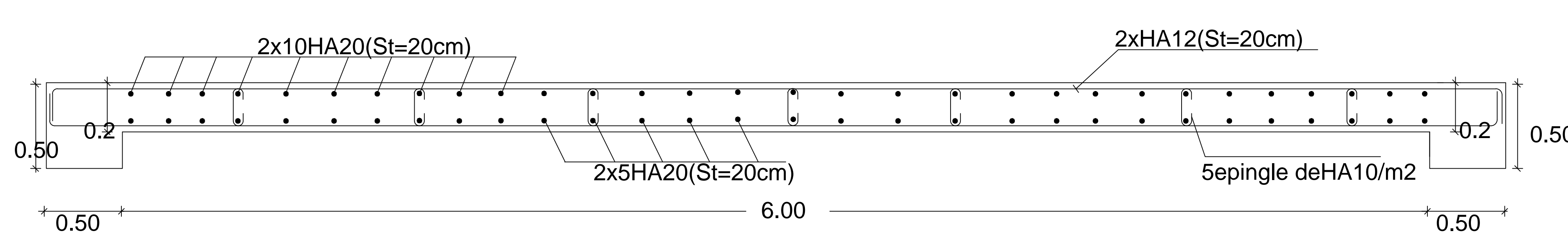
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE



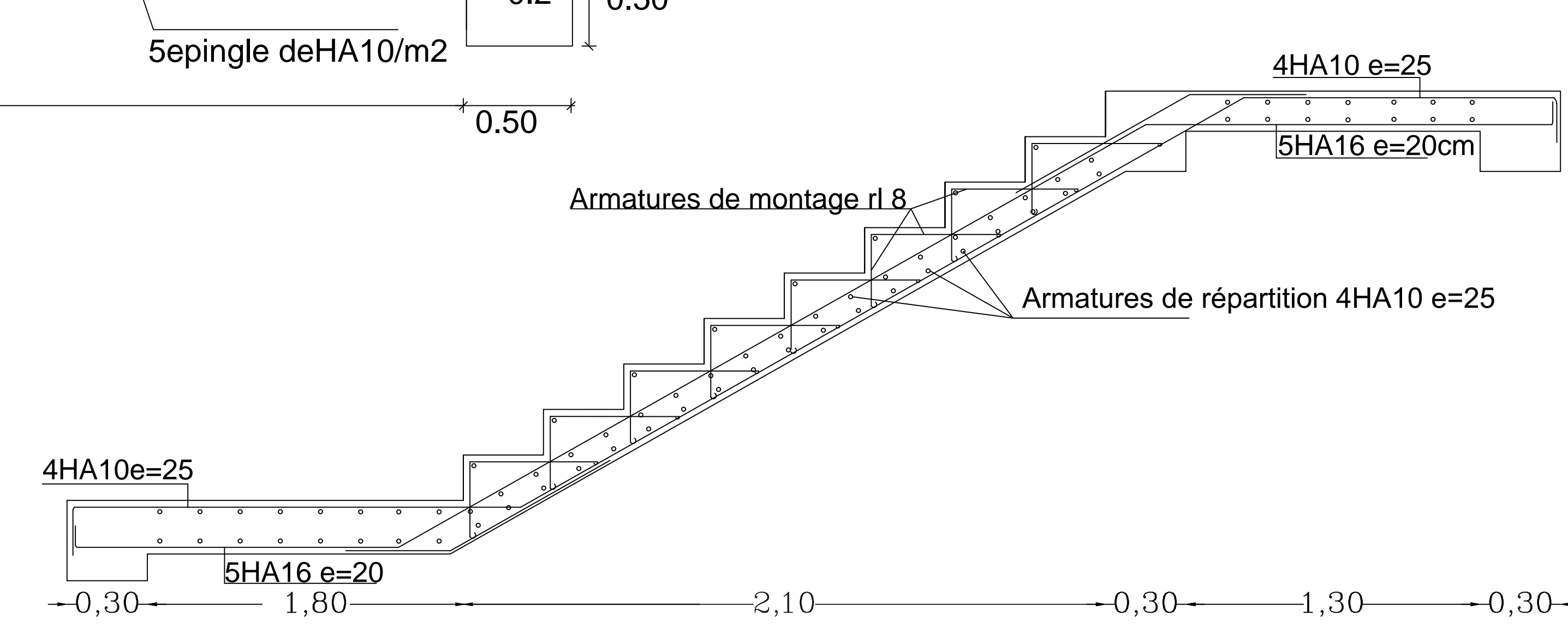
FERRAILLAGE DES POUTRES



COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POUTRELLES

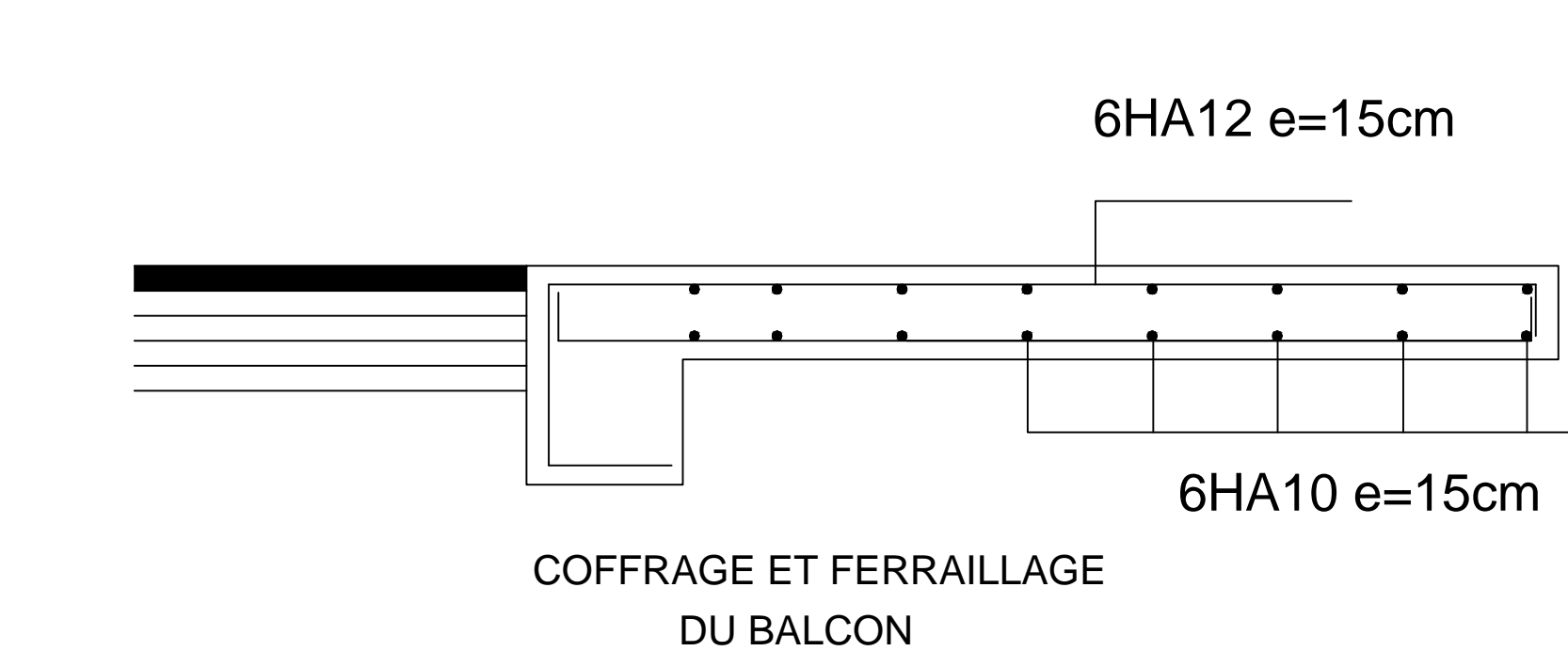
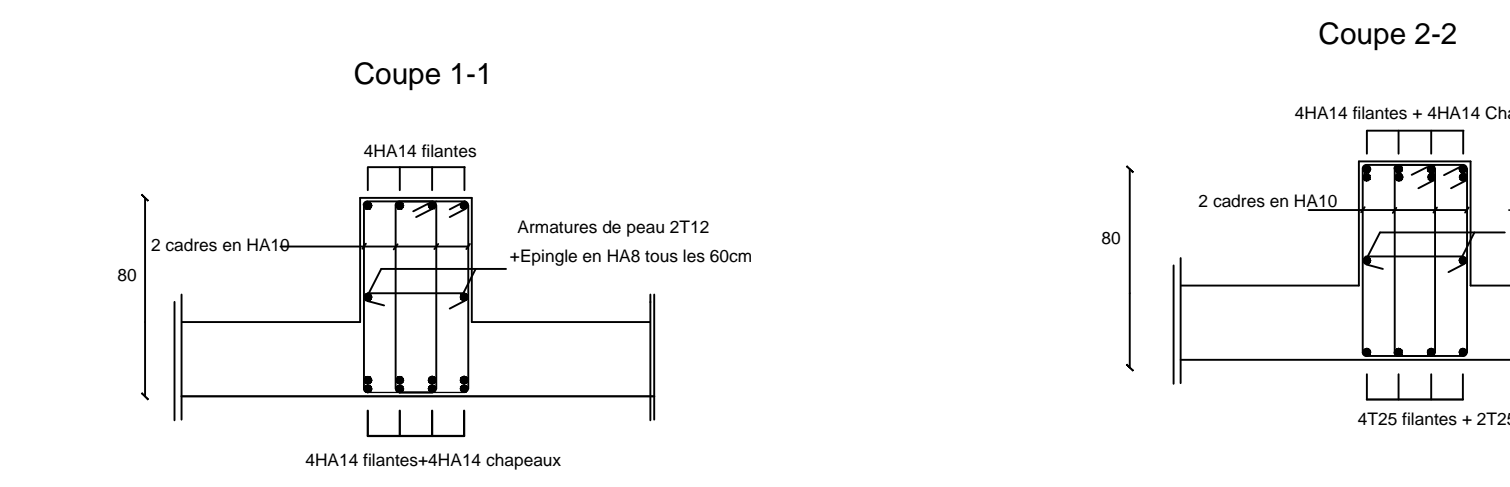
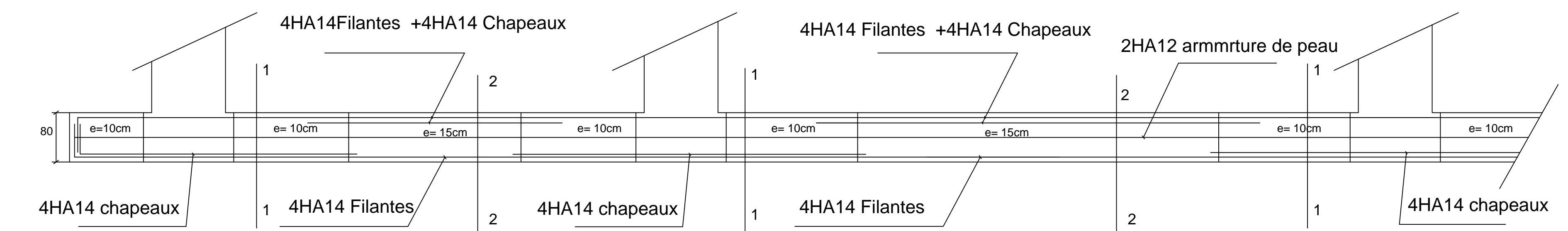


FERRAILLAGE DES VOILES

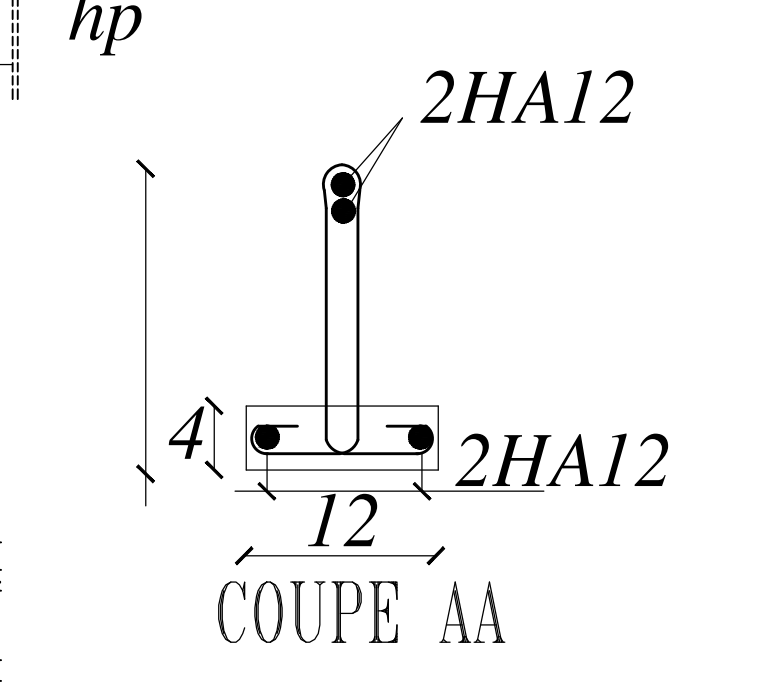


COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES ESCALIERS

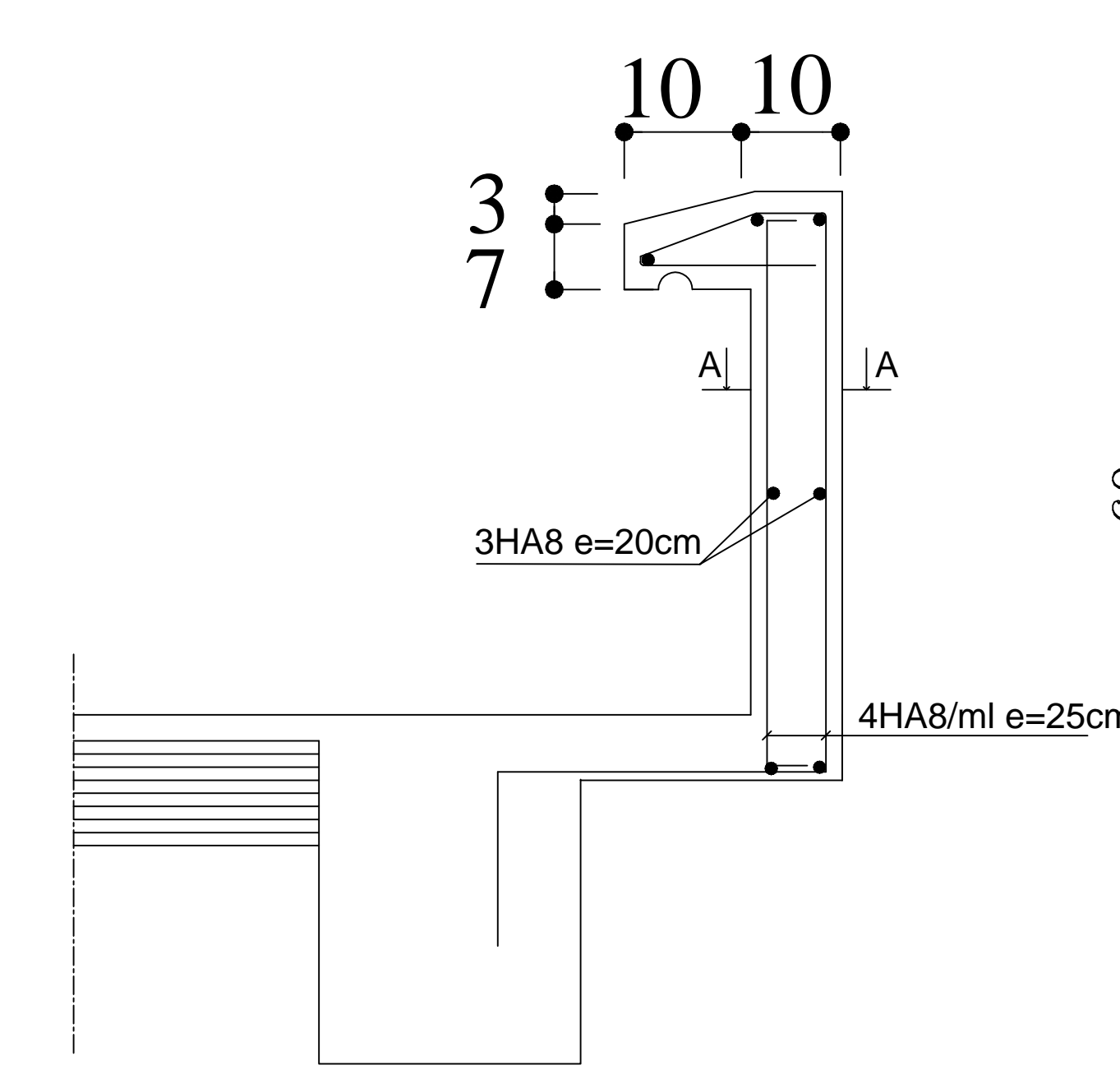
Ferrailage de la nervure



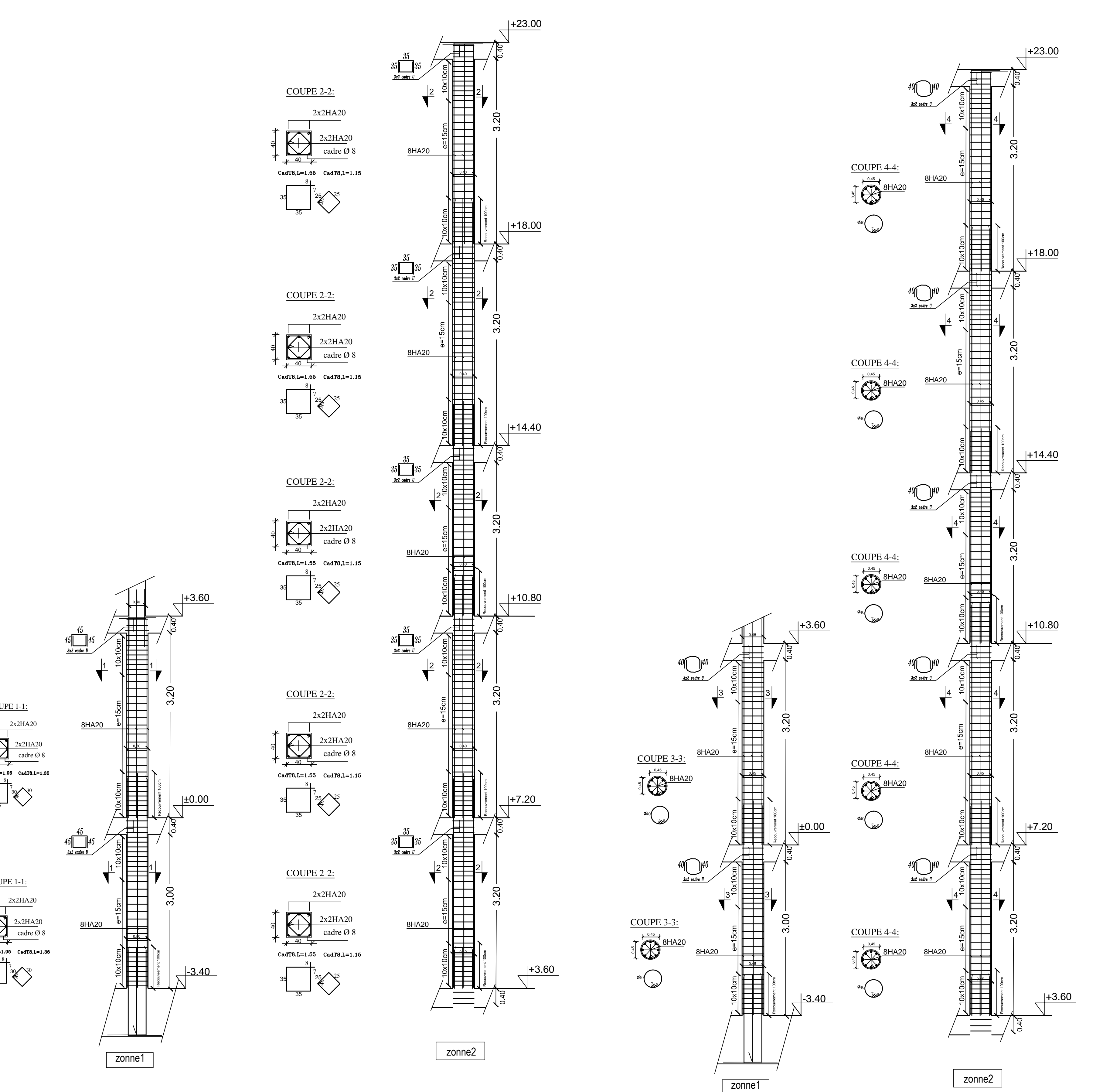
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DU BALCON



Coupe A-A



COFFRAGE ET FERRAILLAGE ACROTERE



FERRAILLAGE DES POTEAUX

# Conclusion générale

L'étude qui nous a été confiée par le CABINET D'ARCHITECTURE ET DE SERVICE EL-MAHDIA et que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en valeur nos connaissances théoriques en les appliquons dans le domaine pratique de notre formation de Master Option professionnelle. Nous avons appliqué, dans le cadre de ce mémoire les différentes techniques de calculs, les différents concepts et les règlements.

De plus, nous avons acquis des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et des études de structures : ETABS ; ROBOT ; AUTOCAD ; SOCOTEC ; R.P.A ; B.A.E.L ; D.T.R.

Les logiciels utilisés avaient comme objectifs : le calcul rapide et intensif et les règlements pour justifier l'économie, la résistance et la stabilité de l'ouvrage.

Les avancées scientifiques significatives en matière de connaissance des séismes et la maîtrise de leur phénomène imposent des mises à jour régulières des règlements parasismiques afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des actions sismiques, sans oublier le côté économique.

Dans le domaine de génie civil, nous nous sommes intéressés aux trois règles des concepteurs et des calculateurs : la résistance, la stabilité et l'économie.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.

# Références

## Règlements :

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- Charges permanente et charges d'exploitation DTR-BC2.2
- Règles technique de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 91 modifiée 99.

## Ouvrages :

- BELAZOUGUI M : calcul des ouvrages en béton armé. Edition à office des publications universitaire.
- Tables de Pigeaud et table de calcule à l'ELU et l'ELS.
- Cours et TD (Béton et RDM).
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

## Logiciels :

- Logiciel ETABS V 9.6.0.
- Logiciel d'analyse des structures ROBOT 2010.
- Logiciel de dessin AUTO CAD 2014.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.