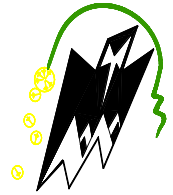


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou  
Faculté du génie de la construction  
*Département de Génie Civil*



# Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme de master d'Etat en Génie Civil.*

*Option : Constructions Civiles et Industrielles.*

## THEME

***Etude d'un bâtiment R+9+sous-sol à usage d'habitation,  
et commercial, avec l'application de ETABS***



Dirigé par : *M<sup>r</sup>* A. BOUHERAOUA

Etudié par : 1. *M<sup>r</sup>* BOUDJEMLINE Ali  
2. *M<sup>r</sup>* KEBIR Amayes

Année 2015/2016

## **REMERCIEMENT**

Nous exprimons notre gratitude à tout ceux qui ont contribué de près ou de loin a la concrétisation de ce mémoire de fin d'étude, particulièrement

Notre prometteur M<sup>r</sup> BOUHERAOUA ALI pour son suivi et ses conseils tout le long de ce travail

A tous les enseignants qui nous ont prodigué le savoir avec dévouement ainsi que Mr. AKKOUCHE MUSTAPHA, Mr. MOKADEM SALAH et Mr. BOUGHANI AMAR qui nous ont assisté a la concrétisation de ce projet.

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes chers parents qui m'ont aidé et soutenu  
durant toutes ces longues années d'étude.*

*A mon frère GHILES*

*A toute ma famille et mes amis*

**AMAYES**

## *Dédicace*

C'est avec un énorme plaisir, un cœur ouvert et une immense joie, que je veux dédier ce simple et modeste travail à ma chère mère et mon cher père et à toutes mes sœurs et mon frère Samy et à toute la famille BOUDJEMLINE et aussi à toute la famille BENLALLI et tout mes chers petits cousins et cousines; Et aussi à tout mes amis et à monsieur BOUHERAOUA Ali et madame BELAIDI Ourdia , et à tout les matelots du monde .

Surtout à tout les jeunes qui n'ont pas eu la chance d'obtenir le BAC, et aux jeunes qui ont eu leurs BAC mais qui n'ont pas eu la chance de faire une soutenance, et ça à cause de tout les problèmes qui ont frappées vraiment dure et même trop dure dans tout leur long chemin scolaire et familiale alors c'est avec un immense honneur, plaisir, volonté et grand respect que je veux vous dire courage courage courage .

A la BROTHERHOOD TEAM et à mon binôme et cher ami AMAYAS et à mes camarades de A47 et 3ami Elhoucine .

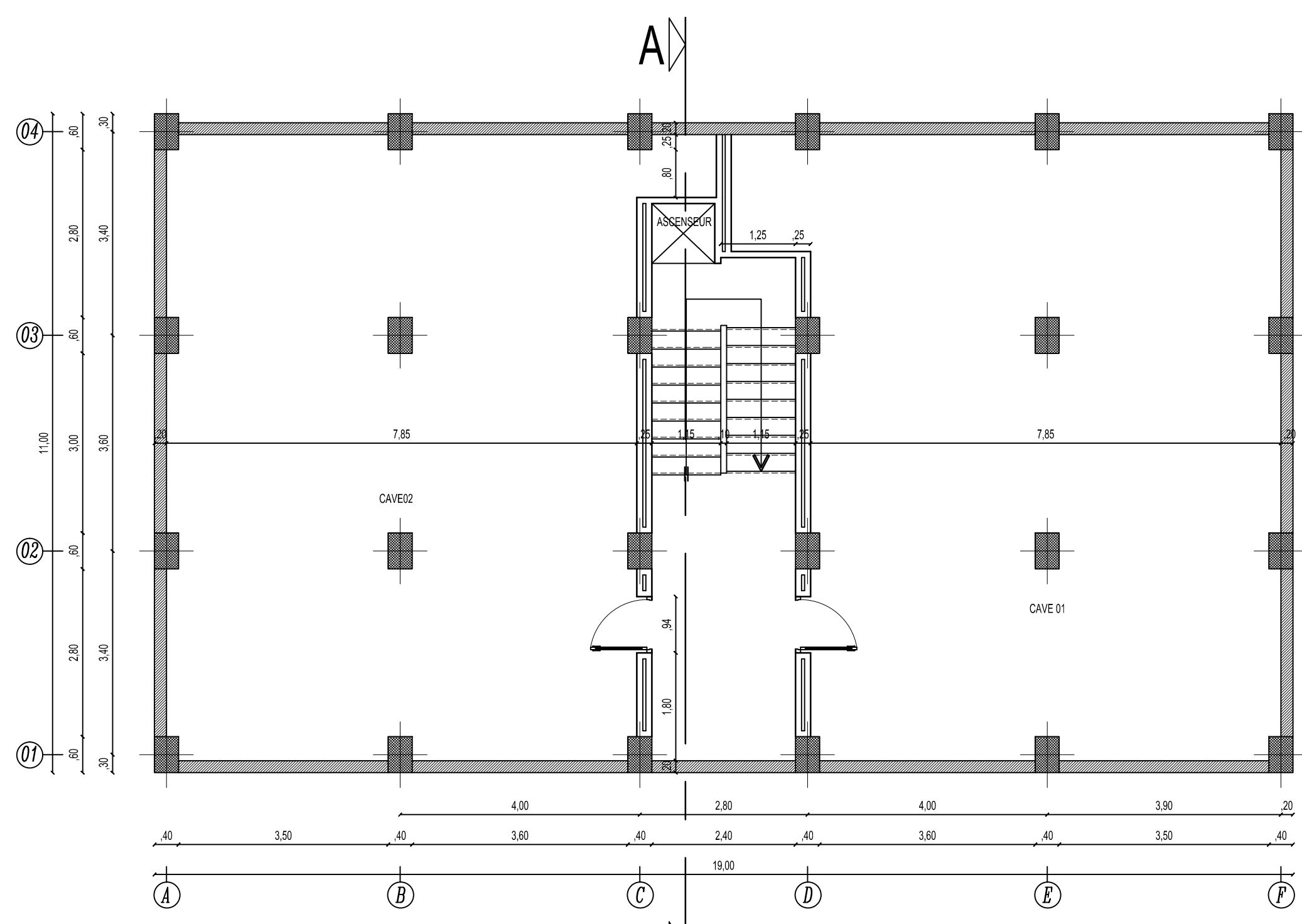
Je dédié en particulier ce travaille à mademoiselle A.Ferroudja, celle qui à toujours été à mes coté pour me soutenir et me motiver dans tout les moments que ce soit dans le bien ou dans le pire .

## Merci à tous.

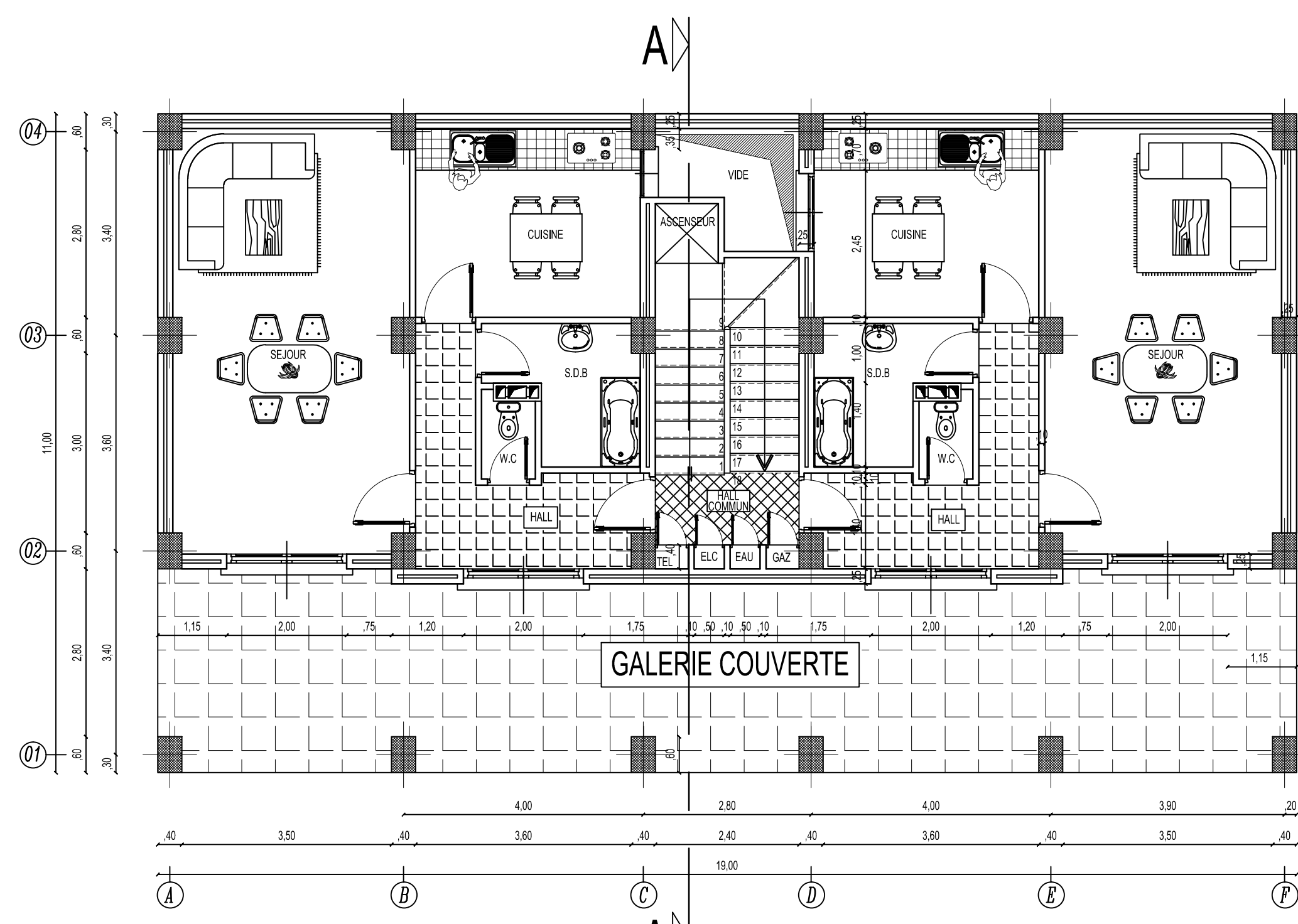
Ali.

# SOMMAIRE

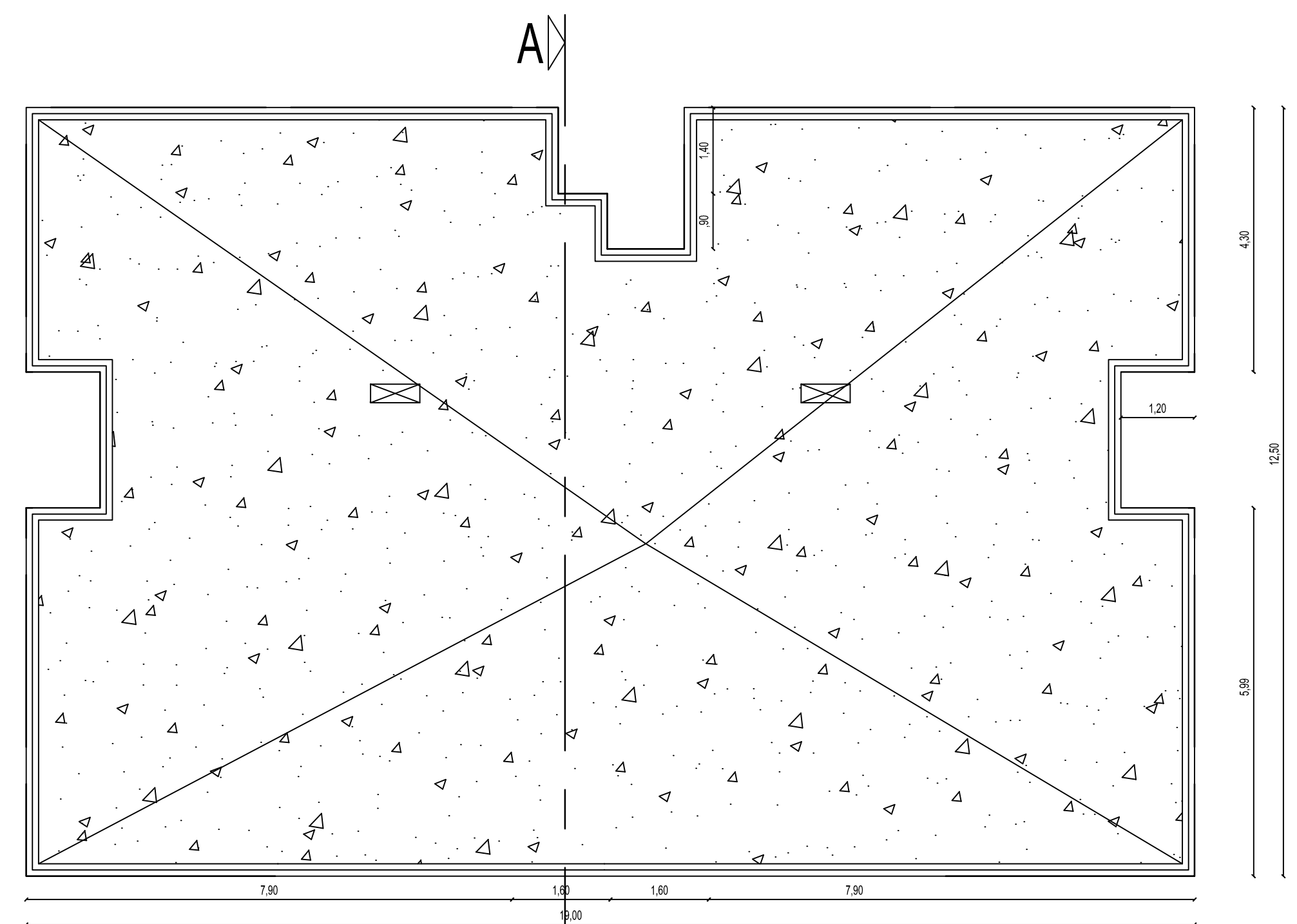
<b>Chapitre 0</b> : Introduction générale.....	001
<b>Chapitre I</b> : Présentation de l'ouvrage.....	011
<b>Chapitre II</b> : Pré-dimensionnement des éléments.....	020
<b>Chapitre III</b> : Calcul des éléments non- structuraux .....	040
III.1 : Introduction.....	041
III.2 : Acrotère.....	041
III.3 : Plancher.....	048
III.4 : Salle machine.....	068
III.5 : Escaliers.....	079
III.6 : Balcon.....	106
<b>Chapitre IV</b> : Modélisation avec le logiciel ETABS.....	114
<b>Chapitre V</b> : vérifications selon les exigences du RPA.....	137
<b>Chapitre VI</b> : Ferrailage des éléments structuraux.....	156
V.1 : Poteaux.....	157
V.2 : Poutres.....	170
V.3 : Voiles.....	181
<b>Chapitre VII</b> : Etude de l'infrastructure.....	198
<b>Chapitre VIII</b> : Etude du voile périphérique.....	217
Conclusion générale.....	228
<b>Bibliographie</b>	



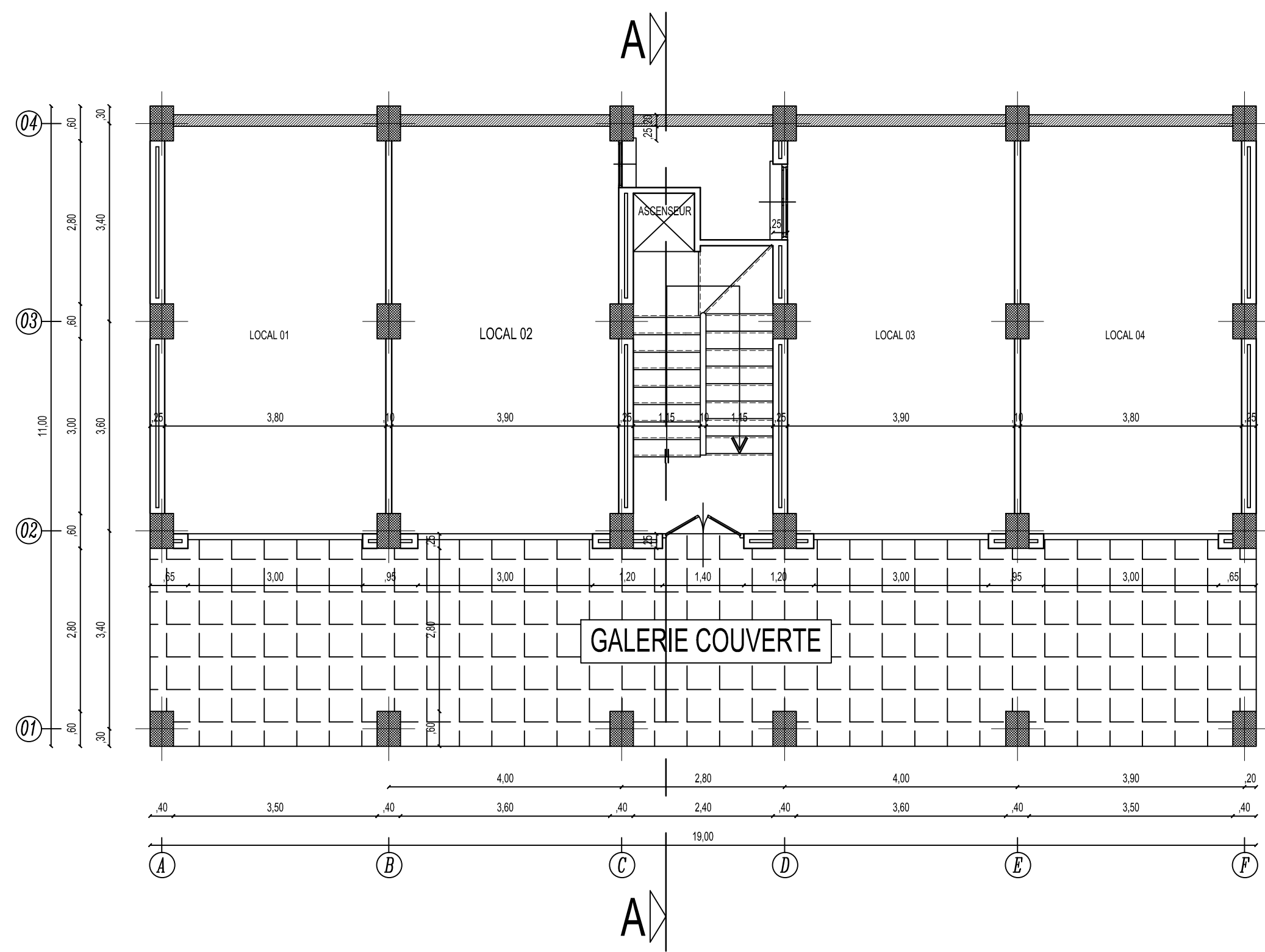
VUE EN PLAN S/SOL



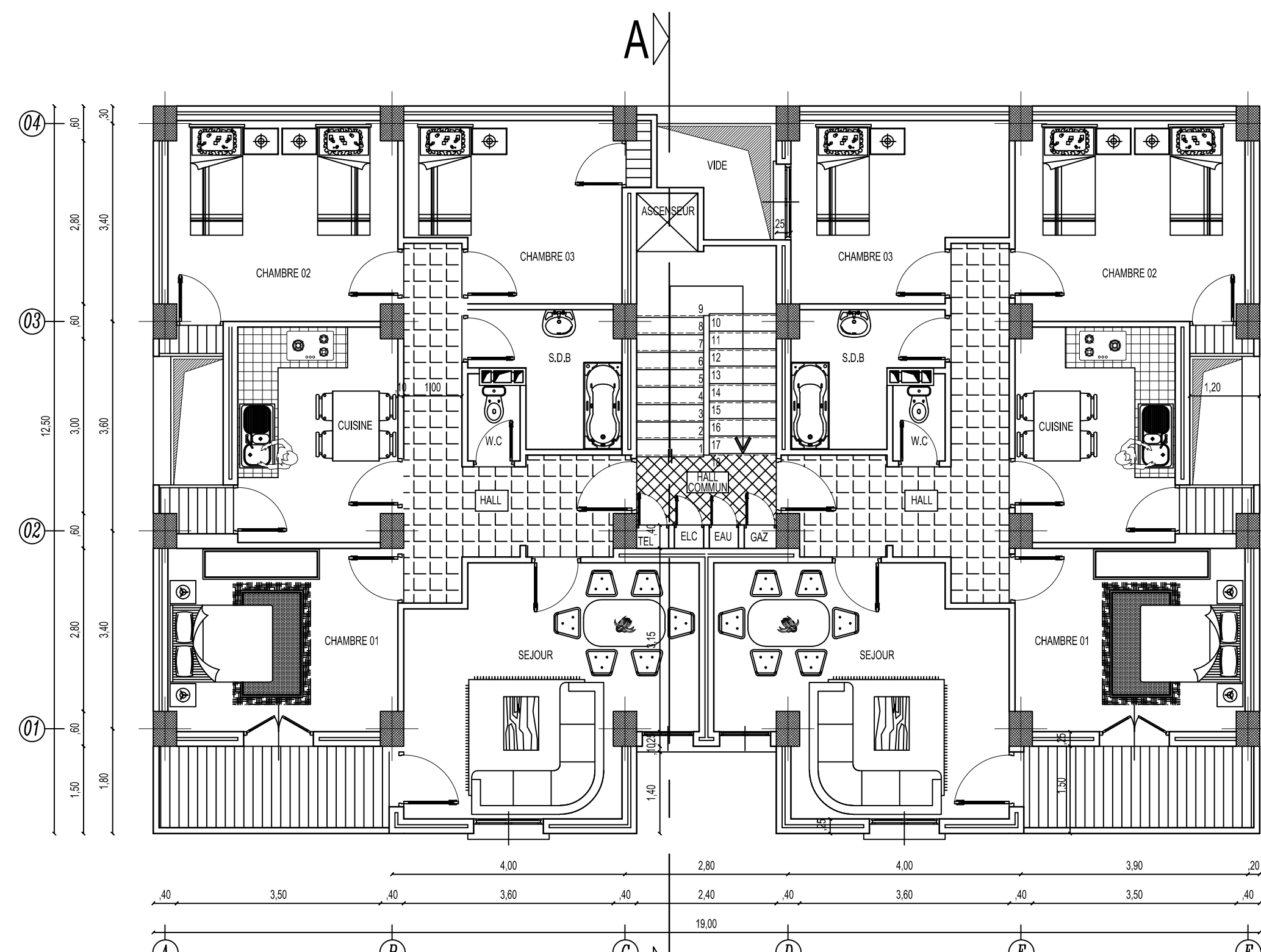
VUE EN PLAN ETAGE 01



PLAN TOITURE



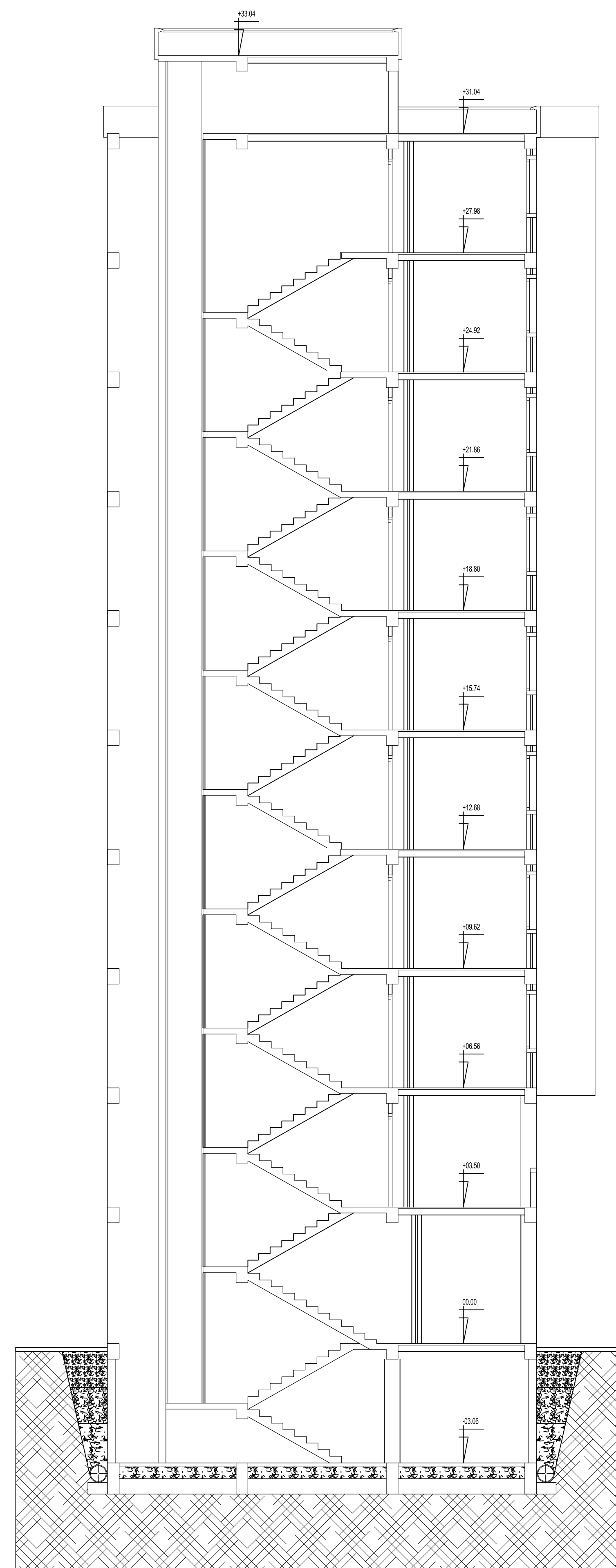
VUE EN PLAN R.D.C



VUE EN PLAN ETAGE 02 à 09



FACADE PRINCIPALE



COUPE A.A

*Chapitre 0***INTRODUCTION GÉNÉRALE**

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Ceci est particulièrement vrai et important pour le Nord de l'Algérie et en particulier pour une région montagneuse comme la Kabylie. Ceci d'une part.

D'autre part, l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, ce qui voudra dire qu'elle est soumise à une forte activité sismique.

Il est donc important de prendre en considération la construction parasismique.

L'exemple le plus proche de nous est le **séisme de BOUMERDES** qui a occasionné beaucoup de dégâts à cause de la non prise en compte de la construction parasismique.

On doit donc, et c'est notre cas dans ce projet de fin de cycle, de prendre en considération, de respecter les normes et recommandations parasismiques qui permettent de rigidifier convenablement la structure.

Rappelons en effet qu'un projet de bâtiment est tenu d'obéir aux faits suivants :

- la sécurité : assurer la stabilité de l'ouvrage,
- l'économie : diminuer le coût du projet,
- le confort,
- l'esthétique.

Le matériau que nous utiliserons est le béton armé. Son utilisation est économique : il est moins cher comparé aux autres matériaux tels que le bois ou le métal.

De plus, il permet :

- souplesse dans son utilisation,
- durabilité : durée de vie importante,
- résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons pris le pari de procéder au calcul d'un bâtiment, à ossature mixte, en béton armé à usage d'habitation avec commerce. Il est implanté dans une zone de moyenne sismicité. Il comporte huit (08) étages et un rez-de-chaussée.

Pour ce faire, nous avons conçu ce mémoire en neuf (09) chapitres :

- Le premier chapitre consiste en la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et en le choix des matériaux à utiliser.

- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux tels que les poteaux, les poutres, les voiles.
- Le troisième chapitre présente les calculs des éléments non structuraux tels que l'acrotère, les escaliers et les planchers.
- La présentation du logiciel ETABS sera faite au quatrième (04) chapitre.
- Toutes les vérifications relatives aux lois (règles diverses...) qui régissent le calcul des structures de bâtiments sont prévues au cinquième (05) chapitre.
- Le calcul des ferraillements des poteaux (élément structural), fondé sur les résultats du logiciel ETABS est présenté au sixième (06) chapitre.
- Le calcul des ferraillements des poutres (élément structural), fondé sur les résultats du logiciel ETABS est présenté au septième (07) chapitre.
- Le calcul des ferraillements des voiles (élément structural), fondé sur les résultats du logiciel ETABS est présenté au huitième (08) chapitre.
- Le dernier et neuvième (09) chapitre sera réservé aux fondations (ou étude de l'infrastructure).

## Chapitre I

### PRESENTATION DU PROJET

#### I.1. INTRODUCTION

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

#### I.2. PRESENTATION DU BATIMENT

Nous sommes chargés d'étudier un bloc R+8 en béton armé, à ossature mixte. Il est implanté aux OUADHIAS, wilaya de TIZI OUZOU.

La configuration du bâtiment présente une régularité en plan et en élévation.

D'après la classification des RPA99 version 2003 :

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48 m.
- Le bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- Le site est considéré comme meuble.

#### I.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

Les dimensions géométriques principales de l'ouvrage sont :

- longueur.....	19.00 m
- largeur.....	12.50 m
- Hauteur totale.....	34.1 m
- Hauteur du RDC.....	3.50 m
- Hauteur de l'acrotère.....	00,60 m

#### I.4 ELEMENTS DE L'OUVRAGE

##### I.4.1 Planchers

###### 1. Planchers en corps creux

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

## 2. Dalle pleine en béton armé

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons.

### I.4.2 Maçonnerie

#### 1. Murs extérieurs

Ils sont réalisés en double cloisons de briques creuses de 20 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (10+5+10)

#### 2. Murs intérieurs

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur

### I.4.3 L'escalier

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier, composée d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place.

### I.4.4 Cage d'ascenseur

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

### 1.4.5 Les revêtements

Les divers types de revêtements et leurs destinations se présentent comme suit :

- mortier de ciment : pour les murs de façades et les salles d'eau de 2 cm d'épaisseur,
- plâtre pour les cloisons et les plafonds de 2 cm d'épaisseur,
- carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.

## I.5 CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX

### I.5.1 Le béton

#### 1. Résistance caractéristique à la compression

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite « résistance caractéristique à la compression », notée  $f_{c28}$ .

- Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $j=28$  jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1-11 BAEL 91).

On adopte :  $f_{c28} = 25$  MPa.

- Pour  $j < 28$  jours :  $f_{c_j} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c_{28}}$  Pour  $f_{c_{28}} \leq 40$  MPa

$$f_{c_j} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c_{28}} \quad \text{Pour } f_{c_{28}} > 40 \text{ MPa}$$

- Pour  $j > 28$  jours :  $f_{c_j} = 1,1 f_{c_{28}}$  Pour  $f_{c_{28}} \geq 40$  MPa

## 2. Résistance caractéristique à la traction

La résistance à la traction du béton est calculée à partir de sa résistance à la compression. Elle est notée  $f_{tj}$  et est donnée par la formule suivante (Art 2-2-12 BAEL 91) :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

Ainsi, pour 28 jours on aura:  $f_{t_{28}} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ Mpa}$ .

### I.5.2 Contrainte limite

#### 1. Contrainte limite à la compression « $f_{bc}$ »

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta(\gamma_b)} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{Art A4.3.41/ BAEL 91})$$

Avec  $\theta$  : coefficient de la durée d'application de la combinaison d'action.

Il a pour valeur :

- $\theta = 1$  : si la durée d'application est supérieure à 24 heures
- $\theta = 0,9$  : si la durée d'application est comprise entre 1 heure et 24 heures
- $\theta = 0,85$  : si la durée d'application est inférieure à 1 heure.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité :

- $\gamma_b = 1,15$  pour les situations accidentelles
- $\gamma_b = 1,5$  pour les situations durables

Pour :  $f_{c_{28}} = 25 \text{ MPa}$ ,  $\theta = 1$ ,  $\gamma_b = 1,5$ , on aura  $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$ .

#### 2. Contrainte limite au cisaillement (Art A – 5.1.21/ BAEL91)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d_{bc}}$$

Elle ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\tau_u = \min(0,13 f_{c_{28}}, 5) \text{ MPa}, \quad \text{pour la fissuration peu nuisible.}$$

$\tau_u = \min(0,10 f_{c_{28}}, 4) \text{ MPa}$ , pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

#### 3. Contrainte de service à la compression (Art 4 – 5 .2 BAEL91)

La contrainte de compression du béton est donnée par la formule :

$$\sigma_{bc} = 0,6.f_{c_{28}} \text{ MPa} \quad (\text{Art 4 – 5 .2 BAEL91})$$

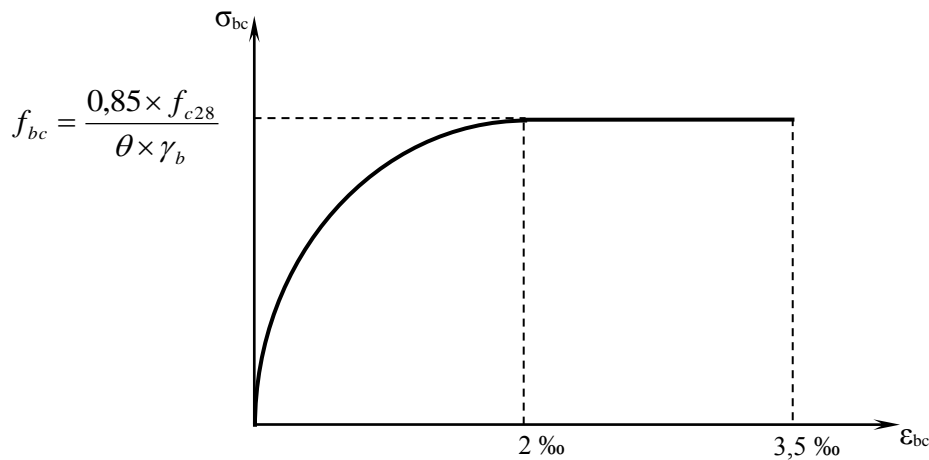
D'où :  $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

### I.5.3 Diagramme contraintes déformations

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

### 1. Etat limite ultime

La relation contrainte – déformation est illustrée dans la figure 1-1



**Figure.I.1** Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU).

Le diagramme est constitué :

- d'un tronç de courbe parabolique et la déformation relative limitée à 2‰ (état élastique)
- d'une partie rectangle (état plastique).

Le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit «parabole rectangle ».

$$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}, \quad \sigma_{bc} = 0,25f_{bc} 10^3 \epsilon_{bc} (4 - 10^3 \epsilon_{bc})$$

$$2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}, \quad \sigma_{bc} = \frac{0,85.f_{cj}}{\theta\gamma_b} \epsilon_{bc} = f_{bc}$$

### 2. Etat limite de service

L'état limite de service est l'état au delà du quel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites, on distingue :

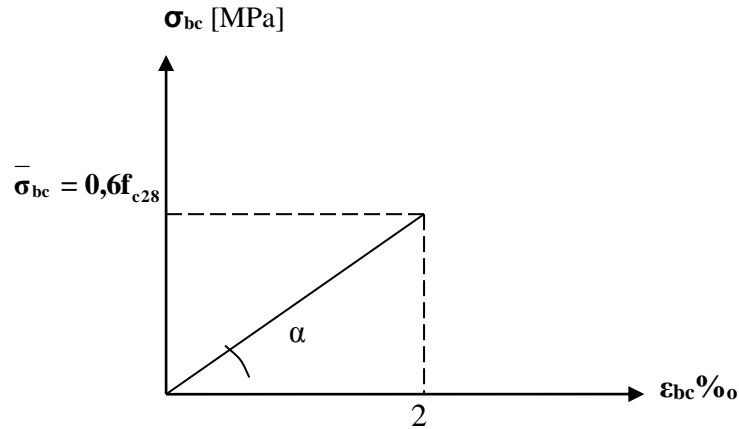
- Etat limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée)
- Etat limite de déformation (pas de flèche excessive)
- Etat limite d'ouverture de fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte de compression du béton est donnée par la formule :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,60 f_{c28} \text{ [MPa]} \quad (\text{BAEL91 / Art 4.5.2})$$

$$\text{D'où : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]}$$

Le béton est considéré comme élastique et linéaire. La relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure I-2.



**Figure.I.2** Diagramme contrainte – déformation du béton à la compression (ELS).

#### I.5.4 Contrainte tangente conventionnelle

Elle est donnée par la formule suivante :  $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d_{bc}}$  (BAEL91 / Art 5.1.21)

Elle ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\begin{aligned} \tau_u &= \min (0,13 f_{c28}, 5) \text{ [MPa]}, && \text{pour la fissuration peu nuisible,} \\ \tau_u &= \min (0,10 f_{c28}, 4) \text{ [MPa]}, && \text{pour la fissuration préjudiciable ou très} \\ &&& \text{préjudiciable.} \end{aligned}$$

#### I.5.5 Module d'élasticité

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

##### 1. Module de déformation instantanée (art A – 2 .1. 21 BAEL91):

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

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

D'où: pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa}$

##### 2. Module de déformation différée (art A – 2.1.22 BAEL91)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal à  $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$  (MPa)

d'où :  $E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$ .

### 3. Module de déformation transversale

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Avec E : module de Young

$\nu$  : Coefficient de poisson

#### I.5.6 Coefficient de poisson (art A.2 1 3 BAEL91)

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

$\nu = 0,2$  à l'état limite de service

$\nu = 0$  à l'état limite ultime

#### I.5.7 Les aciers

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression.

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

##### 1. Caractéristiques des aciers utilisés

Tab.1 Caractéristiques des aciers

	Nomination	Symbole	Limite d'élas. Fe (MPa)	Coef. de fissuration	Coef. de scellement $\psi$
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520( $\Phi < 6$ )	T S	520	1,3	1

##### 2. Limite d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité longitudinale ( $E_s$ ), a une valeur constante quelle que soit la nuance de l'acier.  $E_s = 200000$  MPa (art II 1 BAEL99).

##### 3. Coefficient de poisson des aciers

Le coefficient de poisson  $\nu$  pour les aciers est pris égal à 0,3.

##### 4. La limite élastique garantie Fe

C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2‰.

## 5. Diagramme contrainte déformation

Le diagramme contrainte déformation est illustré dans la figure 1-3 (art A 2.2.2 BAEL91)

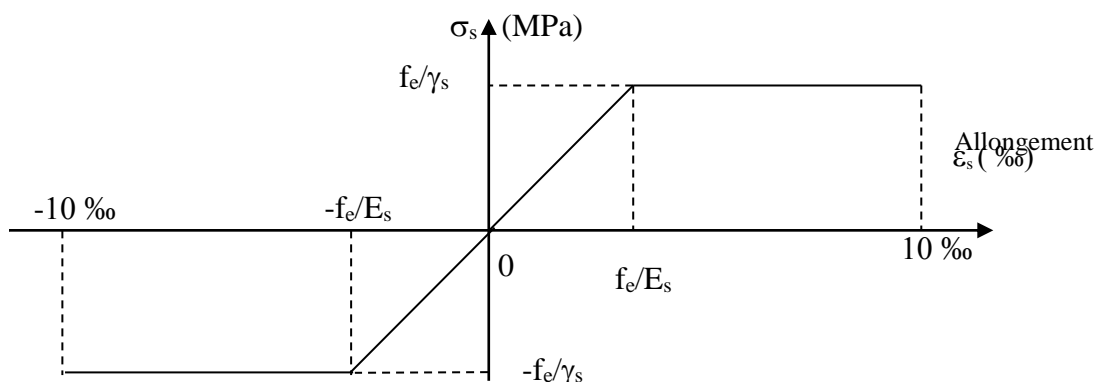


Figure.I.3 Diagramme contrainte déformation.

## 6. Contrainte limite de l'acier

### a) Etat limite

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par (art A 4.3.2 Bael91) :

- $\sigma_s = f_e/\gamma_s$ , avec  $\gamma_s$  : coefficient de sécurité
- $\gamma_s = 1,15$ , en situation durable
- $\gamma_s = 1,00$ , en situation accidentelle

### b) Etat limite de service (E L S)

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce, en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91. On distingue trois cas de fissurations.

#### b.1) Fissuration peu nuisible (BAEL91 /Art 4-5-32)

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

#### b.2) Fissuration préjudiciable (BAEL91/Art 4-5-33)

Cas des éléments exposés aux intempéries. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

avec  $\eta$  : coefficient de fissuration égal à :

- $\eta = 1,00$ ..... Pour les RL
- $\eta = 1,6$ ..... pour les HA si  $\Phi \geq 6\text{mm}$
- $\eta = 1,3$ ..... pour les HA si  $\Phi < 6\text{mm}$

Les valeurs exactes obtenues sont :

$$\bar{\sigma}_s = 156 \text{ MPa} \quad \text{pour les RL}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{pour les HA}$$

### **b.3) Fissuration très préjudiciable (BAEL91 / Art 4-5.3.4)**

Cas d'un milieu agressif : nécessité d'une étanchéité. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

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

Avec :  $\eta$  coefficient de fissuration.

$$\eta = 1.0 \dots \dots \dots \text{pour les RL}$$

$$\eta = 1.6 \dots \dots \dots \text{pour les HA.}$$

Les valeurs exactes obtenues sont:

$$\bar{\sigma}_s = 165 \text{ MPa} \quad \text{pour les HA.}$$

$$\bar{\sigma}_s = 130 \text{ MPa} \quad \text{pour les RL.}$$

### **7. 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, 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.

### **8. Conclusion**

A ce niveau on a défini tous les éléments qui contiennent notre ouvrage, et les caractéristiques mécanique et massique des matériaux qu'on va utiliser lors de la construction, on respectant les règles de **BAEL91 modifié 99**, et le Règlement parasismique Algérien (**RPA**).

## Chapitre II

## PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

## II.1 INTRODUCTION

Après avoir déterminé les caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement des éléments qui a pour but de pré dimensionner les sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du BAEL 91 et du RPA 99 modifié 2003, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un surplus d'acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérification.

## II.2 LES PLANCHERS

## II.2.1 Plancher en corps creux

## ▪ Définition

Il est composé de corps creux (hourdis), de poutrelles, de treillis soudé et d'une dalle de compression.

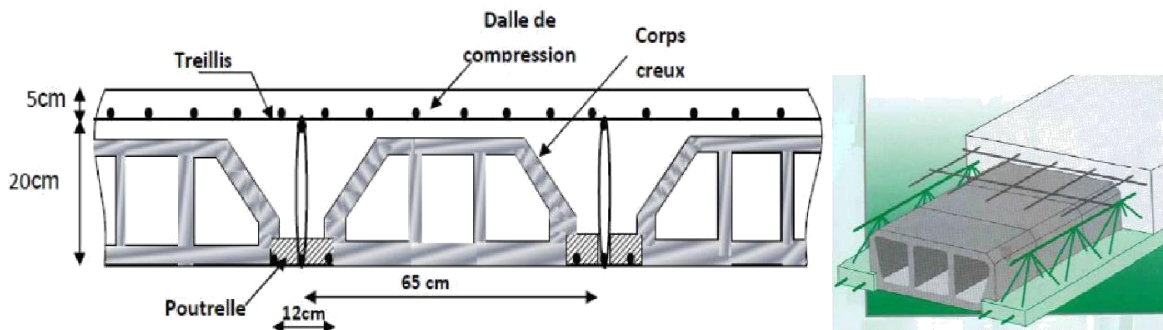


Figure.II.1 Coupe verticale du plancher en corps creux.

## ▪ Pré dimensionnement du plancher

L'épaisseur du plancher sera déterminée par la formule suivante (article B.6.8.4 24/BAEL 91) :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

Avec :

$L_{\max}$  : La plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

$h_t$  : Epaisseur de la dalle (hauteur totale du plancher).

Dans notre cas :  $L = 360 - 25 = 335$  cm

Nous aurons donc :

$$h_t = \frac{335}{22.5} = 14.88 \text{ cm}$$

Nous adopterons un plancher de 20 cm d'épaisseur, composé d'un corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm.

## II.2.2 Plancher dalles pleine

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparée aux autres dimensions. Leurs épaisseurs sont déterminées selon leurs portées ainsi que les conditions suivantes :

- La résistance à la flexion.
- L'isolation acoustique.
- La résistance au feu.

### 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.

$$L_0 = 1.50 \text{ m}$$

$$e = \frac{1.50}{10} = 0.15 \text{ cm}$$

### b) Résistance au feu

Selon le classement des planchers, les normes en vigueur nous donnent les épaisseurs suivantes :

- **ep = 11 cm**..... Pour les planchers présentant un risque particulier contre l'incendie.
- **ep = 7 cm** ..... Pour les planchers présentant aucun risque particulier contre l'incendie.

### c) Isolation acoustique

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

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

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

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 :

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

On prendra :  $h_0 = 15 \text{ cm}$

Tel que :  $\rho = 2500 \text{ daN/m}^3$

Donc :  $e = \max(11,15) = 15 \text{ cm} \rightarrow$  Nous adopterons une épaisseur de 15 cm

### II.3 LES POUTRES

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place, ils ont pour rôle l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

D'après le RPA 99 (modifié 2003), les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

1.  $b \geq 20 \text{ cm}$
2.  $h \geq 30 \text{ cm}$
3.  $\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm}$

Avec :

- $h$  : hauteur de la poutre.
- $b$  : largeur de la poutre.
- $L$  : portée maximum entre nus d'appuis.

Nous distinguons les poutres principales qui sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi leurs appuis et les poutres secondaires qui leurs sont parallèle en assurant ainsi le chaînage.

#### A. Poutres principales (PP)

La hauteur et la largeur des poutres principales est donnée par :

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

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

Avec :

$L$  : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré ( $L=375 \text{ cm}$ ).

$$L = 375 - 25 = 350 \text{ cm}$$

$23.33 \leq h \leq 35 \Rightarrow$  Nous prendrons pour plus de sécurité  $h_t = 40 \text{ cm}$ .

$14 \leq b \leq 24.5 \Rightarrow$  Nous prendrons pour plus de sécurité  $b = 30 \text{ cm}$ .

- **Vérification des conditions de RPA**

$$b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$$

$$h = 40\text{ cm} > 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1.33\text{cm} < 4\text{cm}$$

→ Toutes les conditions sont Vérifiées.

**Section adoptée**

<b>Poutres principales PP</b> $\Rightarrow$ <b>(30 x 40) cm<sup>2</sup></b>
---

### B. Poutres secondaires (PS)

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ $0.4h \leq b \leq 0.7h$
---

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

$$22.33 \leq h \leq 33.5 \quad \Rightarrow \quad \text{Nous prendrons : } h = 35\text{cm.}$$

$$14 \leq b \leq 24.5 \quad \Rightarrow \quad \text{Nous prendrons: } b = 30\text{cm.}$$

Pour des raisons architecturales (éviter les arêtes), ainsi la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amené à adopter la valeur de «  $b = 30\text{ cm}$  » un peu supérieure à sa fourchette.

- **Vérification des conditions de RPA**

$$b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$$

$$h = 35\text{cm} > 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1.16\text{cm} < 4\text{cm}$$

→ Toutes les conditions sont Vérifiées.

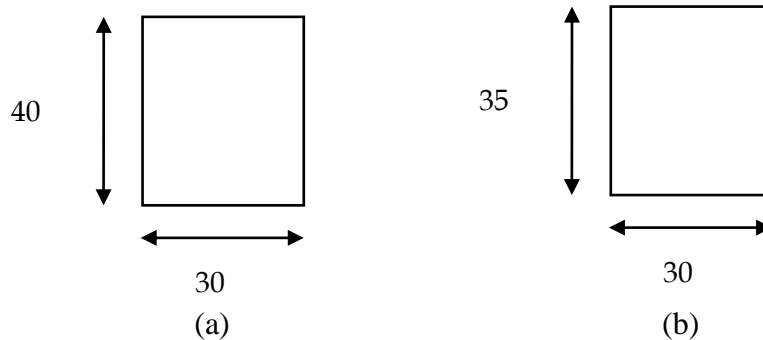
**Section adoptée**

<b>Poutres secondaires PS</b> $\Rightarrow$ <b>(30 x 35) cm<sup>2</sup></b>
---

## Conclusion

Les sections adoptées pour les poutres seront comme suit :

- Les poutres principales :  $30 \times 40 \text{ cm}^2$
- Les poutres secondaires :  $30 \times 35 \text{ cm}^2$



**Fig. II.2** Section d'une poutre principale (a) et section d'une poutre secondaire (b)

## II.3 LES POTEAUX

Le Pré dimensionnement des poteaux se fera à L'ELS pour le poteau le plus sollicité en compression simple, on supposant que seul le béton reprend la totalité des sollicitations.

Avec :

$$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

$S$  : Section transversale du poteau ;

$N_s$  : Effort normal de compression à la base du poteau qui est considéré égal à  $(G+Q)$  ;

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite de compression du béton ;

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

### Remarque

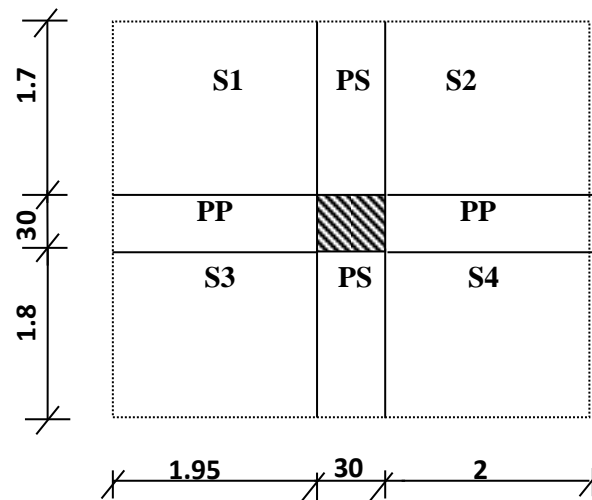
L'effort normal  $N_s$  sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du BAEL 91. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges de différents niveaux du bâtiment.

### **Localisation du poteau le plus sollicité**

En fonction de la surface d'influence de chaque poteau, on constate que le poteau

(B-3) est le plus sollicité.

### ① Surface d'influence



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

$$S = 3.31 + 3.4 + 3.51 + 3.6 = 13.82 \text{ m}^2$$

### II.3.1 Descente de charges

### II.3.2 Détermination des charges et surcharges

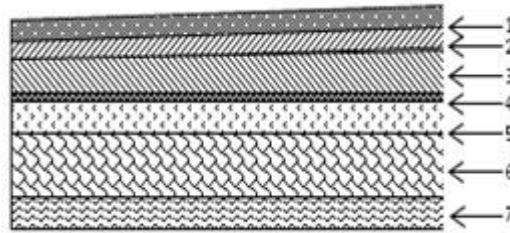
Pour désigner les valeurs des charges permanentes et charges d'exploitations, on se réfère au document technique réglementaire (DTR B .C.2.2).

#### a) Charges permanentes « G »

##### ▪ Plancher terrasse inaccessible

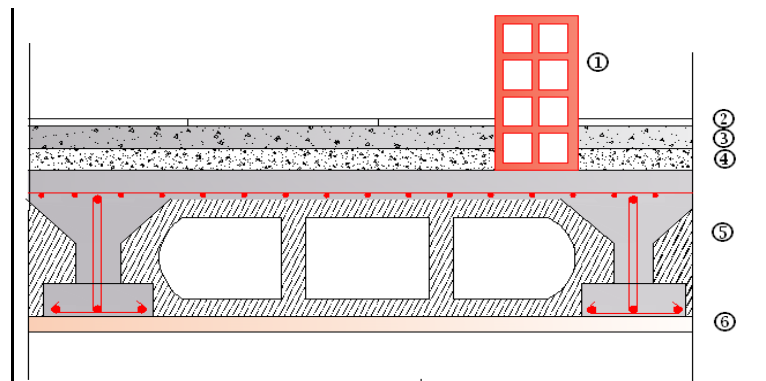
Tab.1 Les charges permanentes revenant au Plancher terrasse inaccessible.

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
Couche de gravier	0.05	20	1
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Forme de pente en béton	0.06	22	1.32
Feuille de polyane	0.01	1	0.01
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Plancher en corps creux (Hourdis et table de compression)	(16+4) = 0.2	14	2.8
Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.2
<b>G<sub>tot</sub> = 5.61 Kn/m<sup>2</sup></b>			



**Figure.II.2** Coupe du plancher terrasse inaccessible.

▪ **Plancher étage courant**



**Figure.II.3** Coupe verticale du plancher courant.

**Tab.2** Les charges permanentes revenant au Plancher étage courant.

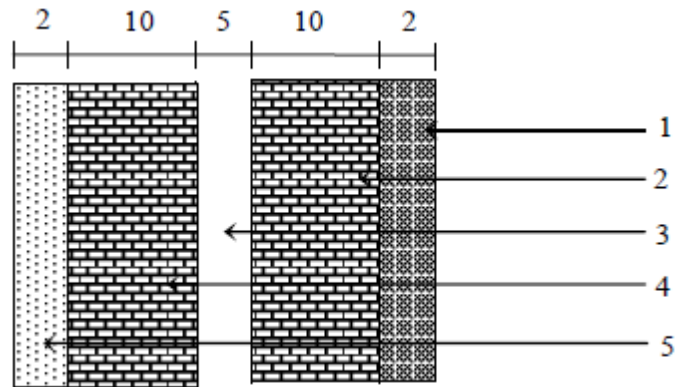
<i>Désignation</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids volumique (kN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>G (kN/m<sup>2</sup>)</i>
<b>Cloison en brique Creuses (y compris enduit en plâtre)</b>	0,10 +0,04	9+10	0,9+0,4=1,30
<b>Revêtement en carrelage</b>	0,02	20	0,4
<b>Mortier de pose</b>	0,02	20	0,4
<b>Couche de sable</b>	0,02	18	0,36
<b>Plancher en corps creux (Hourdis et table de compression)</b>	0,2	14	2,8
<b>Enduit en plâtre</b>	0,02	10	0,2
			<b>5.46</b>

## 1. Maçonnerie

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

- Mur extérieur

Ils sont réalisés en briques creuses en doubles cloisons de 10cm du côté extérieur et 10cm du côté intérieur séparés d'une lame d'air de 5cm.



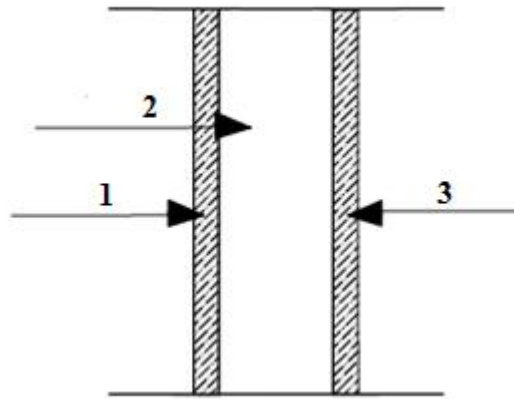
**Figure.II.4** Coupe verticale revenant au mur extérieur.

**Tab.3** Charges permanentes revenant aux murs extérieurs.

<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumique (kn/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Poids surfacique (kn/m<sup>2</sup>)</i>
1- Enduit extérieur du ciment	2	18	0.36
2- Brique creuse	10	9	0.9
3- Lambe d'aire	5	0	0
4- Brique creuse	2	9	0.9
5- Enduit intérieur de plâtre	2	10	0.2
<b>TOTAL</b>			<b>2.36</b>

- Mur intérieur

Ils sont constitués de briques creuses de 10 cm et un enduit plâtre des 2 faces.



**Figure.II.5** Coupe verticale revenant au mur intérieur.

**Tab.4** Charges permanentes revenant aux murs intérieurs.

<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumique (kn/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Poids surfacique (kn/m<sup>2</sup>)</i>
<b>1- Enduit extérieur du ciment</b>	2	10	0.2
<b>2- Briques creuses</b>	10	9	0.9
<b>3- Enduit extérieur du ciment</b>	2	10	0.2
<b>TOTAL</b>			1.30

## 2. Balcon (Dalle pleine)

**Tab.5** Charges permanentes revenant aux dalles pleines.

<i>N°</i>	<i>Composition</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids volumique (kn/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Poids Surfacique (kn/m<sup>2</sup>)</i>
<b>1</b>	<b>Revêtement en carrelage</b>	0,02	20	0,4
<b>2</b>	<b>Mortier de pose</b>	0,02	20	0,4
<b>3</b>	<b>Couche de sable</b>	0,02	18	0,36
<b>4</b>	<b>Dalle pleine en béton armé</b>	0.15	25	3,75
<b>5</b>	<b>Enduit de plâtre</b>	0.02	10	0,20
				<b>5.11</b>

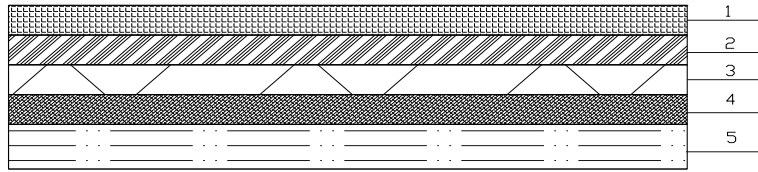


Figure.II.6 Coupe transversale de la dalle pleine.

### 3. Acrotère

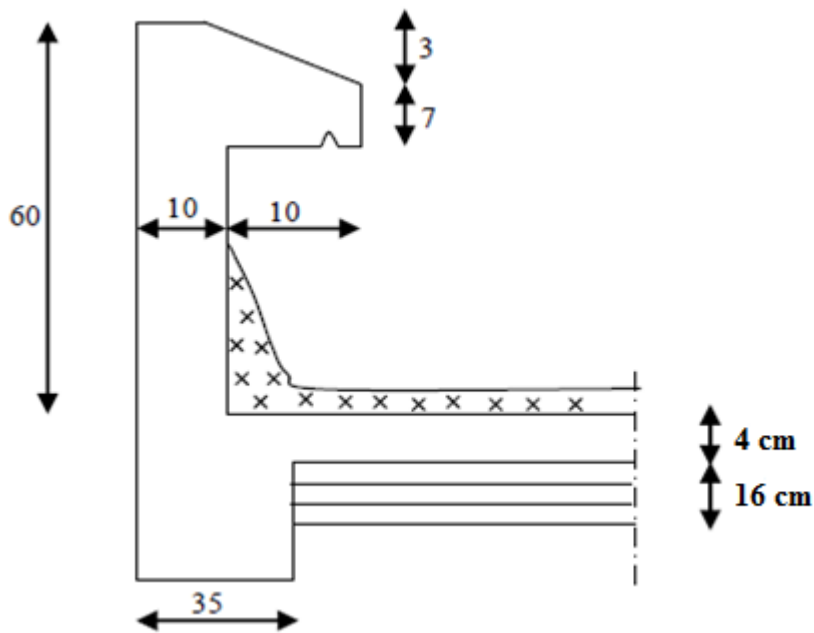


Figure.II.7 Coupe transversale de l'acrotère.

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

Poids propre :  $G = \rho \times S \times 1 \text{ ml}$

$$S = (0.1 \times 0.6) + (0.1 \times 0.1) - \frac{(0.03 \times 0.1)}{2} = 0.0685 \text{ m}^2$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0.0685 \times 1 = 1.7125 \text{ Kn/ml}$$

**b) Surcharges d'exploitation « Q »**

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C. 2.2 dans le tableau suivant :

**Tab.6** Surcharges d'exploitation des différents éléments secondaires

Eléments	Surcharge (Q) [kN/m <sup>2</sup> ]
Acrotère	1.00
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher étage courant à usage d'habitation	1.50
Plancher RDC (locaux)	2.50
Plancher sous-sol (bureaux)	2.50
Balcon	3.50
Escalier	2.50

**Poids propre des éléments**

- **Poids du plancher** :  $P = G \times S$ 
  - Plancher terrasse  
 $P = 5.61 \times 13.82 = 77.53 \text{ kN}$
  - Plancher étage  
 $P = 5.46 \times 13.82 = 75.45 \text{ kN}$
- **Poids des poutres**
  - Poutres principales  
 $P_{PP} = 0.3 \times 0.4 \times 4.2 \times 25 = 12.6 \text{ kN}$ .
  - Poutres secondaires  
 $P_{PS} = 0.3 \times 0.35 \times 3.75 \times 25 = 9.84 \text{ kN}$ .
- **Poids des poteaux**
  - Poteau du sous-sol  
 $G_{s/sol} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.06 = 4.78 \text{ kN}$
  - Poteau du RDC  
 $G_{rdc} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.5 = 5.47 \text{ kN}$
  - Poteau de l'étage courant  
 $G_{ec} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.06 = 4.78 \text{ kN}$

**Surcharges d'exploitation**

- Plancher terrasse :  $\rightarrow Q_0 = 1.00 \times 13.82 = 13.82 \text{ kN}$ .
- Plancher étage courant :  
 $\rightarrow Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_6 = 1.50 \times 13.82 = 20.73 \text{ kN}$ .
- Plancher du (sous-sol et RDC)  $\rightarrow Q_7 = Q_8 = 2.5 \times 13.82 = 34.55 \text{ kN}$ .

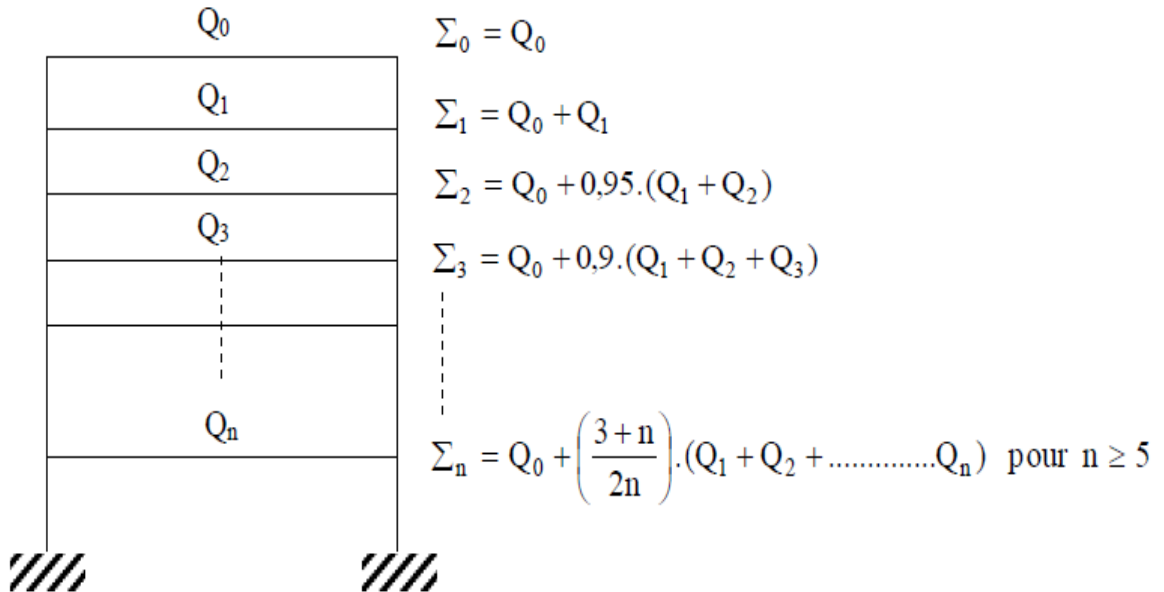
**Loi de dégression des surcharges**

Les règles de BAEL91 nous recommandent une dégression de charge d’exploitation et ceci pour obtenir compte de la simultanéité du chargement sur tous les planchers (surcharge différente)

Soit :  $Q_0$ , la charge d’exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ , les charges d’exploitation respectives des planchers des étages 1,2,3,.....n numérotés à partir du sommet du bâtiment

On adopte pour le calcul les points d’appui les charges d’exploitation suivantes :



Le coefficient  $\left(\frac{3+n}{2.n}\right)$  étant valable pour les niveaux ( $n \geq 5$ ).

$Q_{TER} = 13.82 \text{ Kn}$

$Q_{EC} = 20.73 \text{ Kn}$

$Q_{S/Sol}$  et  $Q_{RDC} = 34.55 \text{ Kn}$

**Tab.7** Les valeurs du coefficient  $(3+n / 2n)$

Niveau	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
Coefficient	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.71	0.69	0.67	0.65

### Surcharges cumulées d'après la loi de dégression des charges

$$Q_0 = 13.82 \text{ kN.}$$

$$Q_0 + Q_1 = 13.82 + 20.73 = 34.55 \text{ kN.}$$

$$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 13.82 + 0.95 (20.73 \times 2) = 53.21 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 13.82 + 0.90 (20.73 \times 3) = 69.79 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 13.82 + 0.85 (20.73 \times 4) = 84.30 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 13.82 + 0.80 (20.73 \times 5) = 96.74 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 13.82 + 0.75 (20.73 \times 6) = 107.10 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 13.82 + 0.71 (20.73 \times 7) = 116.85 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 13.82 + 0.69 (20.73 \times 8) = 128.25 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 13.82 + 0.67 (20.73 \times 9) = 138.82 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 13.82 + 0.65 (20.73 \times 9) + 34.55 = 169.64 \text{ KN}$$

**Tab.8** Tableau récapitulatif de la descente de charge sur poteau le poteau (B-3)

Niv	Charges permanentes(KN)					Charges d'exploitations(KN)		Effort normal (KN) N=G <sub>tc</sub> +Q <sub>c</sub>	Section (cm <sup>2</sup> )	
	Poids plancher	Poids poutre	Poids poteau	G <sub>t</sub>	G <sub>tc</sub>	Q	Q <sub>c</sub>		$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$	Section adoptée
9	77,53	22.44	0.00	99,97	99.97	13,82	13,82	113.79	75.86	35×35
8	75.45	22.44	4.78	102.67	202.64	20.73	34.55	237.19	158.13	35×35
7	75.45	22.44	4.78	102.67	305.31	20.73	55.28	360,59	240.4	35×35
6	75.45	22.44	4.78	102.67	407.98	20.73	76.01	483.99	322.66	35×35
5	75.45	22.44	4.78	102.67	510.65	20.73	96.74	607,39	404.93	35×35
4	75.45	22.44	4.78	102.67	613.32	20.73	117.47	730.79	487.19	40×40
3	75.45	22.44	4.78	102.67	715.99	20.73	138.2	854.19	569.46	40×40
2	75.45	22.44	4.78	102.67	818.66	20.73	158.93	977.59	651.73	40×40
1	75.45	22.44	4.78	102.67	921.33	20.73	179.66	1100.99	734	45×45
RDC	75.45	22.44	5.47	103.36	1024.69	34.55	214.21	1238.9	825.93	45×45
S/Sol	75.45	22.44	4.78	102.67	1127.36	34.55	248.76	1376.12	917.41	45×45

### Remarque

Il est évident que d'autres calculs relatifs aux poteaux de rive conduisent à des sections transversales inférieures à celles déterminées pour les poteaux centraux, mais le RPA (2003) recommande la même section pour l'ensemble des poteaux d'un même étage.

- **Vérifications relatives aux exigences du RPA (Art 7. 4 .1du RPA99)**

- $\min (b_1, h_1) \geq 25$  cm en Zone II<sub>a</sub> ;
- $\min (b_1, h_1) \geq h_e / 20$  ;
- $1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$ .

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

**Tab.9** Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99 révisé 2003

Conditions exigés par le RPA	Poteaux	Valeur calculée	Vérification
$\min (b,h) \geq 25$ $\min (b,h) \geq \frac{h_e}{20}$ $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	(35×35) (40×40) (45×45)	$\min (b,h) = 25 \geq 25$	✓
		$\frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3$	✓
		$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	✓
	S-Sol : (45×45)	$\min (b, h) = 25 \geq 25$	✓
		$\frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3$	✓
		$\frac{b}{h} = 1$	✓

➤ **Vérification au flambement**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations. On doit vérifier la condition de l'élancement suivante :

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

Avec :

**L<sub>f</sub>** : Longueur de flambement ( $L_f = 0.7 L_0$ ) ;

**i** : Rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$ ) ;

**L<sub>0</sub>** : Hauteur libre du poteau ;

**S** : Section transversale du poteau (b x h) ;

**I** : Moment d'inertie du poteau ( $I_{YY} = \frac{hb^3}{12}$ ,  $I_{XX} = \frac{bh^3}{12}$ ).

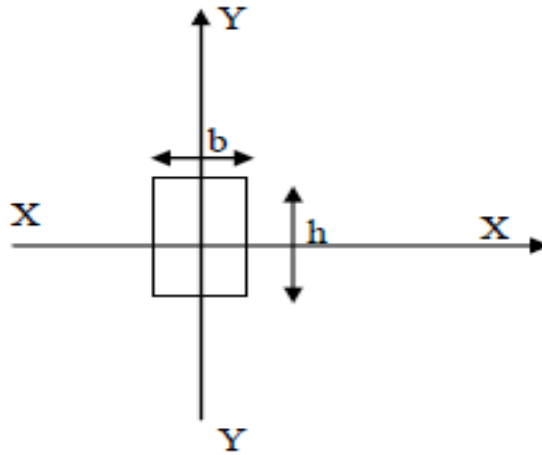


Figure.II.8 Coupe de poteau

$$\lambda = \frac{Lf}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7 L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

**Finalement :**  $\lambda = 2.425 L_0/b$

Tab.10 Vérification au flambement.

Condition	Niveau	Poteau (m <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub> (m)	b (m)	λ	Vérification
λ=2.425 L <sub>0</sub> /b	Sous-sol	45×45	3.06	0.45	16.49	✓
	RDC	45×45	3.5	0.45	18.86	✓
λ=2.425 L <sub>0</sub> /b	1 <sup>er</sup> étage	45×45	3.06	0.45	16.49	✓
λ=2.425 L <sub>0</sub> /b	2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> 4 <sup>ème</sup> étage	40×40	3.06	0.40	18.55	✓
λ=2.425 L <sub>0</sub> /b	5,6,7,8,9 <sup>ème</sup> étage	35×35	3.06	0.35	21.20	✓

### Conclusion

Tous les poteaux vérifient la condition de non – flambement.

➤ **Vérification de la rigidité**

Suite aux dégâts constatés lors du séisme de 21 mai 2003 à BOUMERDES, depuis ce jour-là il est recommandé de concevoir des poteaux plus rigides que les poutres afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau (éviter la rotule plastique).

Pour vérifier cette condition on doit s'assurer que :

$$\frac{K_{\text{Poteau}}}{K_{\text{Poutre}}} > 1$$

$$K_{\text{Poteau}} = \frac{I_{\text{poteau}}}{h_c}, \quad \text{Avec } h_c = h - h_{\text{poutre}} \quad \text{et} \quad I_{\text{poteau}} = \frac{a \times b^3}{12}$$

$$K_{\text{Poutre}} = \frac{I_{\text{poutre}}}{L_c}, \quad \text{Avec } L_c = L_0 - b_{\text{Poteau}} \quad \text{et} \quad I_{\text{poutre}} = \frac{b \times h^3}{12}$$

▪ **5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> étages (35 x 35)**

Les dimensions de la poutre : ( b = 30cm, h = 40cm)

$$I_{\text{poteau}} = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{35 \times 35^3}{12} = 125052.08 \text{ cm}^4$$

$$h_c = h - h_{\text{poutre}} = 306 - 40 = 266 \text{ cm}$$

$$K_{\text{Poteau}} = \frac{I_{\text{poteau}}}{h_c} = \frac{125052.08}{266} = 470.121 \text{ cm}^3$$

$$I_{\text{poutre}} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{30 \times 40^3}{12} = 160000 \text{ cm}^4$$

$$L_c = L_0 - b_{\text{Poteau}} = 400 - 35 = 365 \text{ cm}$$

$$K_{\text{Poutre}} = \frac{I_{\text{poutre}}}{L_c} = \frac{160000}{365} = 438.356 \text{ cm}^3$$

$$\frac{K_{\text{Poteau}}}{K_{\text{Poutre}}} = \frac{470.121}{438.365} = 1.07 > 1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

De la même façon, on procède pour les autres étages et on trouve comme résultats :

▪ **2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> étages ( 40 × 40)**

$$\frac{K_{\text{poteau}}}{K_{\text{poutre}}} = \frac{802}{469.03} = 1.71 > 1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sous-sol, RDC, 1<sup>er</sup> étages ( 45 × 45)**

$$\frac{K_{poteau}}{K_{poutre}} = \frac{1284.65}{469.03} = 2.74 > 1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

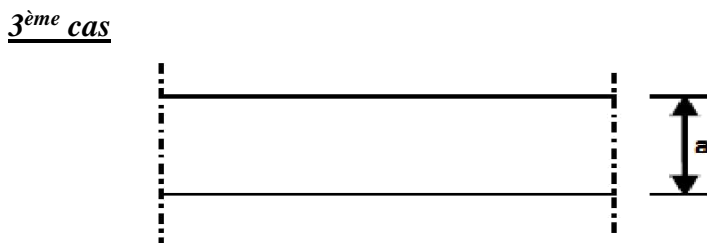
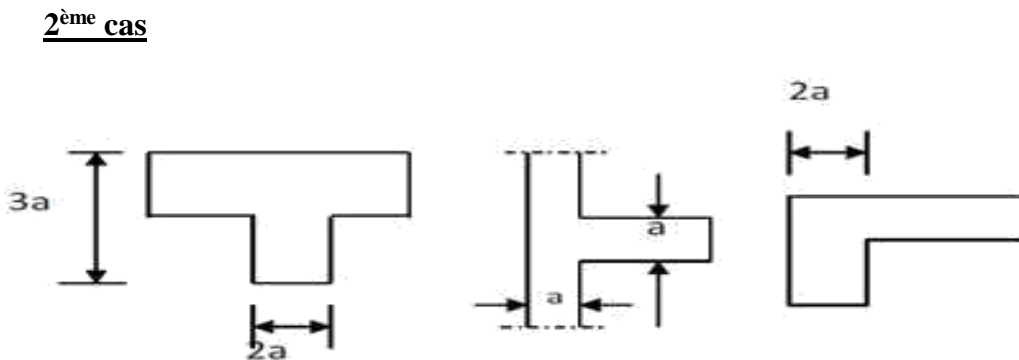
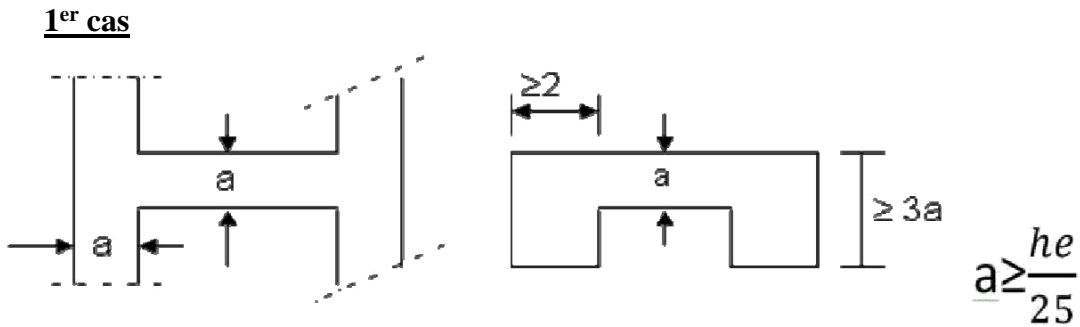
D’après les résultats trouvés ci-dessus, nous concluons que la rigidité des poteaux par rapport aux poutres n’est pas vérifiée, donc nous devons augmenter les sections des poteaux.

**II.4 LES VOILES**

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

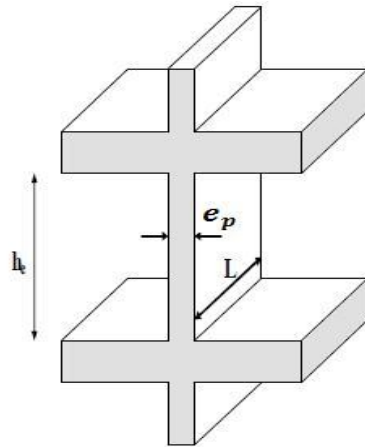
Epaisseur minimale d’un voile:  $a=15\text{cm}$

De plus l’épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre d’étage et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquée ci-dessous :



$$a \geq \frac{he}{20}$$

**Figure.II.9** Coupe de voile en plan.



**Figure.II.10** Coupe de voile en élévation.

Nous opterons pour le 3<sup>ème</sup> cas puisqu'il est le plus défavorable dans notre cas.

▪ **Pour le sous-sol**

$$h = 306 \text{ cm}$$

$$h_e = h - e_{\text{dalle}}$$

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ m}$$

$$a \geq \frac{h_e}{e_p} = \frac{286}{20} = \mathbf{14.3}$$

▪ **Pour le RDC**

$$h = 350 \text{ cm}$$

$$h_e = h - e_{\text{dalle}}$$

$$h_e = 350 - 20 = 330 \text{ m}$$

$$a \geq \frac{h_e}{e_p} = \frac{330}{20} = \mathbf{16.5}$$

▪ **Pour l'étage courant**

$$h = 306 \text{ cm}$$

$$h_e = h - e_{\text{dalle}}$$

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ m}$$

$$a \geq \frac{h_e}{e_p} = \frac{286}{20} = \mathbf{14.3}$$

On adopte une épaisseur : **a= 20 cm** pour l'étage courant, le sous-sol et le rez-de-chaussée

**Remarque**

Nous passons d'une épaisseur de 15cm à 20cm pour les voiles, dans le but de ne pas avoir d'armatures discontinues et afin de palier aux problèmes de coffrage.

- **Vérification de RPA**

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur L doit être au moins égale à (4) fois son épaisseur. (ART 7.7.1) RPA99 VERSION 2003

$$L_{min} \geq 4e \quad \text{Sachant que :} \quad L_{min} = 110 \text{ cm}$$
$$L_{min} \geq 4(20\text{cm}) \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- L'ouvrage sera implanté à Tizi-Ouzou zone de moyenne sismicité (IIa).
- L'épaisseur minimale exigée est de 15cm.  
 $e = 20\text{cm} > e_{min} = 15\text{cm}$

### **Conclusion**

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les chapitres qui suivent.

## Chapitre III

## CALCUL DES ELEMENTS NON-STRUCTURAUX

## III.1 INTRODUCTION

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être isolément sous l'effet des seules charges qu'ils leur reviennent. Le calcul se fera conformément aux règles du BAEL 91 modifié 99 .

## III.2 L'ACROTÈRE

L'acrotère est assimilée à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'effort « G » du à son poids propre et à un effort horizontal « Q » du à la main courante provoquant un moment de renversement « M » dans la section d'encastrement (section dangereuse).

Les calculs se feront pour une bande de 1m de largeur et le ferrailage sera déterminé en flexion composée .

## III.2.1 Dimension de l'acrotère

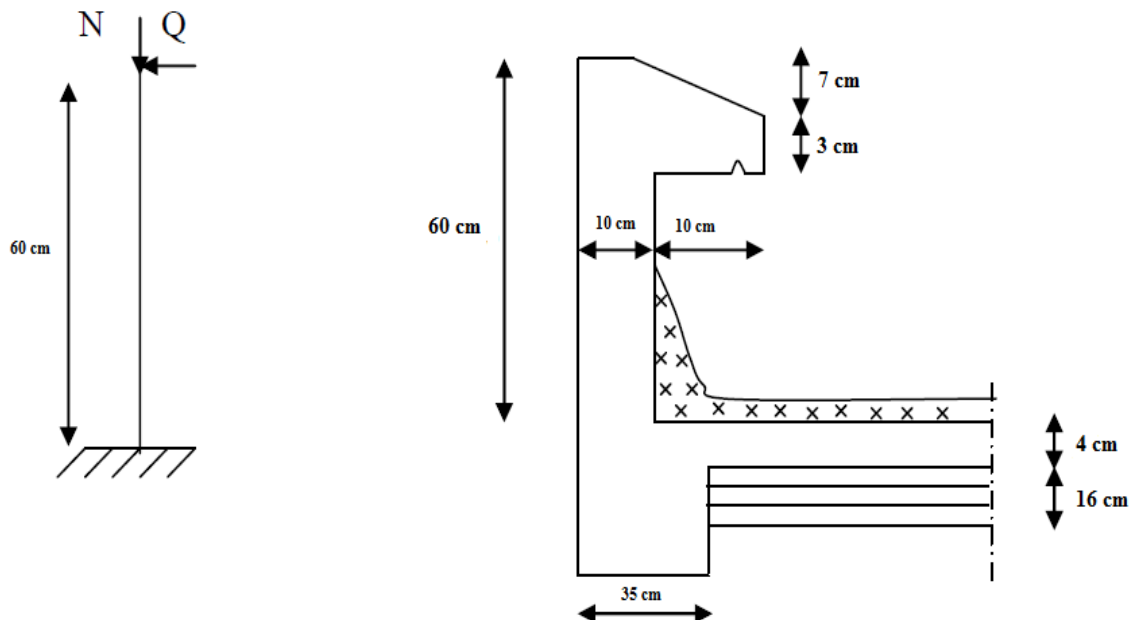


Figure. III.1 Coupe verticale de l'Acrotère

### III.2.2 Calcul des sollicitation

Poids propre

$$G = [(0,6 \times 0,1) + (0,03 \times \frac{0,1}{2}) + (0,07 \times 0,1)] \times 25 = 1,7125 \text{ KN/ml.}$$

$$G = 1,7125 \text{ KN/ml.}$$

Surcharge d'exploitation

$$Q = 1,00 \text{ KN/ml.}$$

Effort normal dus au poids propre G

$$N = G \times 1 = 1,7125 \text{ KN}$$

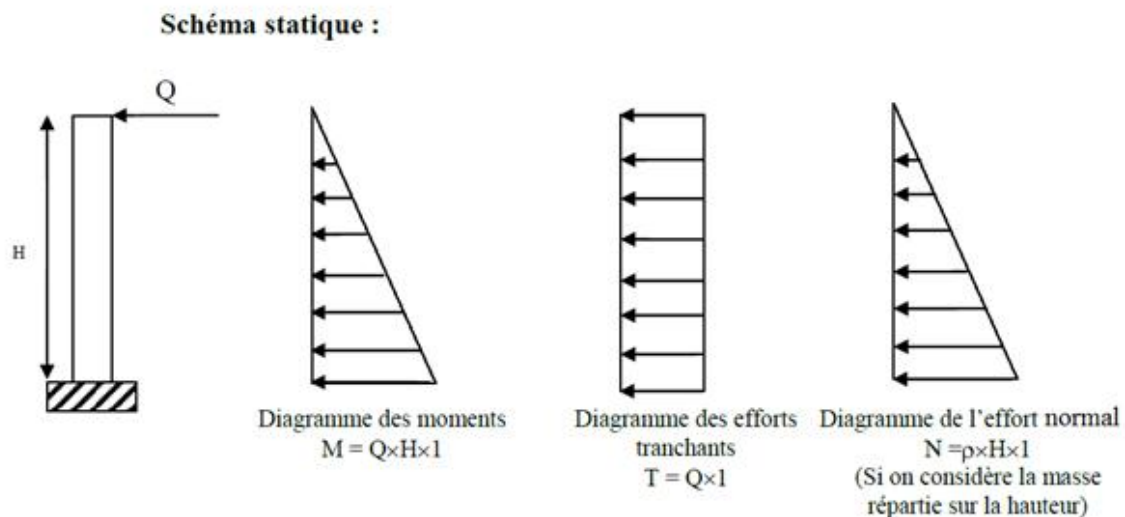
Effort tranchant

$$T = Q \times 1 = 1,00 \text{ KN}$$

Moment de renversement du à la surcharge Q

$$M = Q \times H \times 1 = 0,60 \text{ KN.m}$$

### III.2.3 Diagramme des efforts



**Figure. III.2** Schéma statique de l'Acrotère

### III.2.4 Combinaisons de Charge

- ELU  $1,35G + 1,5Q$

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,7125 = 2,312 \text{ KN (du à G).}$$

$$M_u = 1,5 M_q = 1,5 \times 0,6 = 0,90 \text{ KN.m (du à Q).}$$

$$T_u = 1,5 \times T = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN.}$$

- ELS  $G + Q$

$$N_s = G = 1,7125 \text{ KN.}$$

$$M_s = M = 0,60 \text{ KN.m}$$

$$T_s = T = 1 \text{ KN.}$$

### III.2.5 Ferrailage de l'Acrotère

#### III.2.5 .1 Calcul des armatures à l'ELU

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous ( $N_u$ ) et ( $M_u$ ), puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous ( $N_s$ ) et ( $M_s$ ).

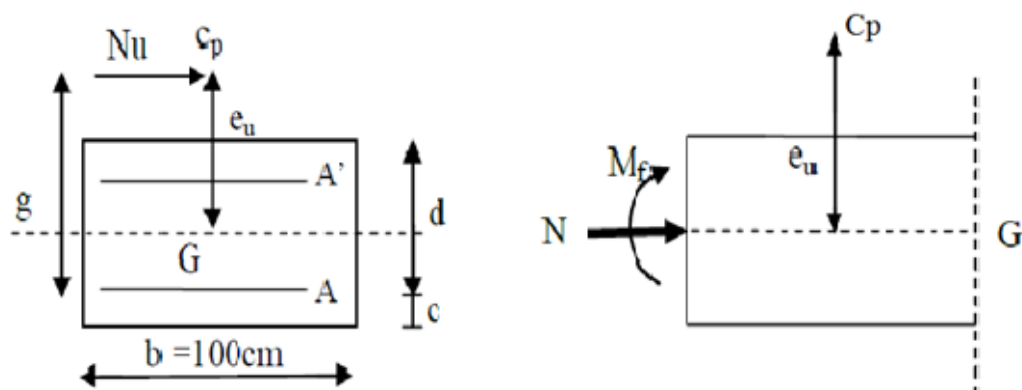


Fig. III.3 Schéma de calcul pour l'Acrotère

Avec

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 10 \text{ cm} ; d = 7 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm.}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}.$$

$$e_u = \frac{0,90}{2,312} = 0,389 \text{ m.}$$

$$e_u = 38,9 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm.}$$

$$39 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section limitée par les armatures, et l'effort normal ( $N$ ) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif ( $M_f$ ) puis on se ramène à la flexion composée.

## 1 Armatures principales

### 1.1 Section des armatures fictives ( flexion simple )

- Moment fictif

$$g = e_u + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0,389 + 0,02 = 0,409 \text{ m} .$$

$$M_f = N_u \times g = 2,312 \times 0,409 = 0,945 \text{ kn.m} .$$

$$f_{bc} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,5} = \frac{0,85.25}{1,5} = 14,20 \text{ MPa} .$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,945.10^3}{100.7^2.14,20} = 0,0135 .$$

$$\mu_b = 0,0135 < \mu_r = 0,392 \text{ (SSA)}$$

Donc

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaire  
 $A_{sc} = 0$ .

$$\mu_b = 0,0135 \rightarrow \beta = 0,995 .$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} .$$

Donc

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{0,945.10^3}{0,995.7.348} = 0,389 \text{ cm}^2 .$$

$$A_{stf} = 0,389 \text{ cm}^2 .$$

### 1.2 Section des armatures réelles (flexion composée)

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,389 - \frac{2,312 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,322 \text{ cm}^2 .$$

$$A_{st} = 0,322 \text{ cm}^2 = A_s .$$

## III.2.5 .2 Vérification à l' ELU

### 1 Condition de non fragilité (BAEL 99 Art A.4.2.1)

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

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité ( CNF :  $A_s \geq A_{min}$  ) .

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

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa} .$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2 .$$

$$A_{min} = 0,845 \text{ cm}^2 .$$

**Remarque**

$A_s < A_{min}$ , la CNF n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale .

$A_s = A_{min} = 0,845 \text{ cm}^2$ . Soit 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup> avec  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**2 Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,503 \text{ cm}^2.$$

Donc :  $A_r = 2,01 \text{ cm}^2$  soit 4HA8 avec  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**3 Vérification aux cisaillements (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99)**

La vérification s'effectue à l'ELU, et la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad \text{avec} \quad \tau_u : \text{contrainte de cisaillement .}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}.$$

$\gamma_b = 1,5$  situation courante  $V_u = 1,5 \cdot Q = 1,51 = 1,5 \text{ Kn}$ .

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,021 \text{ MPa} .$$

$$\tau_u = 0,021 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa} .$$

la condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

**4 Vérification de l'adhérence des barres**

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{avec} \quad \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} .$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9.d \cdot \sum U_i} \quad \text{avec} \quad \sum U_i = 4 \cdot \pi \cdot \varphi = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,048 \approx 10,05 .$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^2}{0,9 \cdot 70 \times 10,05} = 0,236 \text{ MPa} .$$

Donc :

$$\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} > \tau_{se} = 0,236 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres .

La longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2)  $L_s = 40 \varnothing = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$ .

**5 Vérification des espacements des barres (Art A.4.5.33 / BAEL 91 modifiée 99)**

Armatures principale:  $S_t \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\}$  Soit  $S_t = 25 \text{ cm}$  .

Armatures de répartition:  $S_t \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\}$  Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$  .

**6 Encrage des barres verticales**

la longueur de scellement droits est :

$$L_s = \frac{\varnothing \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s} \quad \bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa} .$$

$$L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2,84} = 281,69 \text{ mm} . \text{ Soit } L_s = 30 \text{ cm} .$$

### III.2.5 .3 Calcul à l'ELS

$$M_s = 0,6 \text{ KN.m} \quad N_s = 1,725 \text{ KN} \quad e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,725} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm} .$$

$$e_0 = \frac{d}{2} = \frac{7}{2} = 3,5 \text{ cm} .$$

Donc

$$e_s = 35 \text{ cm} > e_0 = 3,5 \text{ cm} .$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la section , donc la section est partiellement comprimée.

#### 1 Section des armatures fictives

$$M_f = N_s \cdot a = N_s [e_s + (0,5h - c)] = 1,725 (35 + 2) \cdot 10^{-2} = 0,64 \text{ KN.m} .$$

$$\mu_1 = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,64 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,0092 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} .$$

$$\mu_1 = 0,0092 \Rightarrow \beta_1 = 0,857 \Rightarrow K_1 = 19,96 \Rightarrow K = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{19,96} = 0,05 .$$

$$\widetilde{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} . \text{ Avec } \eta = 1,6 \text{ ( fissuration préjudiciable )} .$$

$$\widetilde{\sigma}_{st} \leq \min \{ 267 ; 201,63 \} \text{ MPa} .$$

$$\widetilde{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} .$$

#### 2 Section des armatures réelles

$A_s = A_r < A \Rightarrow$  Le ferrailage adopté a l'ELU est vérifié.

#### 3 Vérifications

Vérification de contrainte dans le Béton ( Art A-4.5.2/BAEL 91 modifié 99):

$$\sigma_{bc} = K \cdot \widetilde{\sigma}_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} . \text{ Avec } \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} .$$

$$\sigma_{bc} = 0,05 \times 201,63 = 10,08 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} . \text{ Condition vérifiée} .$$

Vérification de contrainte dans l'Acier

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

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^3}{2,01 \times 0,857 \times 7} = 49,75 \text{ MPa} < \widetilde{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} . \Rightarrow \text{Condition vérifiée} .$$

#### Conclusion

Les conditions étant vérifiées, le ferrailage calculé à l'ELU et vérifié à l'ELS.

### III.2.6 Ferrailage adopté

Armatures principales : 4HA8 / ml = 2,01 cm<sup>2</sup> avec St = 25 cm.

Armatures de répartitions : 4HA8 / ml = 2,01 cm<sup>2</sup> avec St = 25 cm.

### III.2.7 Vérification de l'Acrotère au séisme ( Art 6.2.3/ RPA 99)

L'Acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale. Pour que l'Acrotère résiste à la force horizontale ( $F_p$ ), elle doit être conçue de telle façon que cette force soit inférieure ou égale à la surcharge ( $Q$ ) donnée.

$F_p = 4.A.C_p.W_p$  tell que :

$A$  : coefficient d'accélération de zone , dans notre cas  $A = 0,15$  (Zone ,groupe d'usage 2).

$C_p$  : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires entre 0,3 et 0,8.

(voir tableau (6-1) du RPA 99 modifié 2003), dans notre cas  $C_p = 0,8$ .

$W_p$  : Poids de l'élément secondaire (L'Acrotère)  $W_p = 1,725$  KN/ml.

Donc :  $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,725 = 0,828$  KN/ml  $< Q = 1$  KN/ml.  $\Rightarrow$  Condition vérifiée.

### III.2.8 Conclusion

La condition étant vérifiée , donc l'Acrotère sera calculée avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'ou le calcul au séisme est inutile.

### III.2.9 Le ferrailage de l'Acrotère

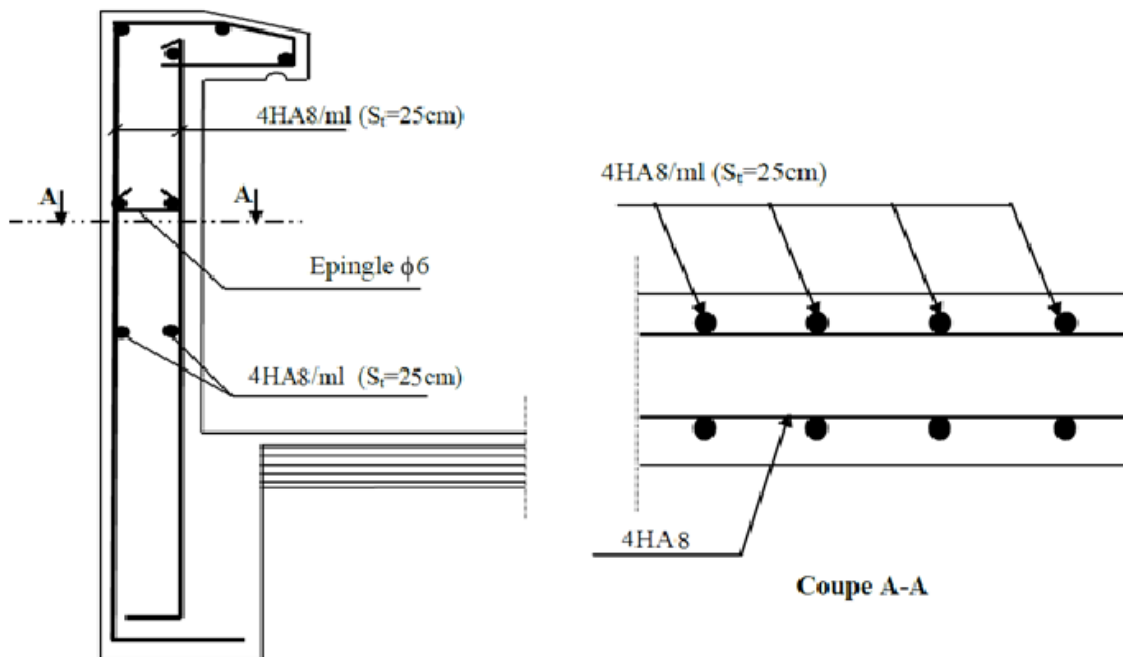


Figure. III.4 Ferrailage de l'Acrotère

### III.3 CALCUL DES PLANCHERS

#### III.3.1 Introduction

Le plancher est constitué de corps creux et de la dalle de compression (16+4), 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.3.1 Planchers en corps creux

Il est constitué de

Dalle de compression en béton armé.

De Corps creux qui est utilisés comme coffrage perdu et qui sert aussi à l'isolation Thermique et phonique.

De poutrelles préfabriquées qui sont disposées suivant la petite portée, elles Assurent une fonction de portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.

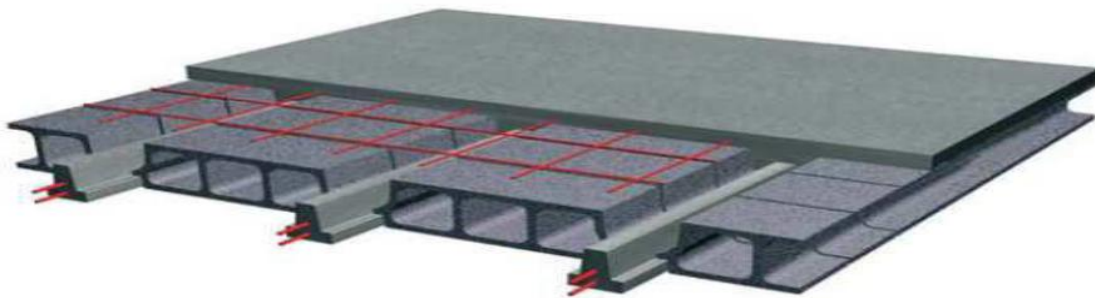
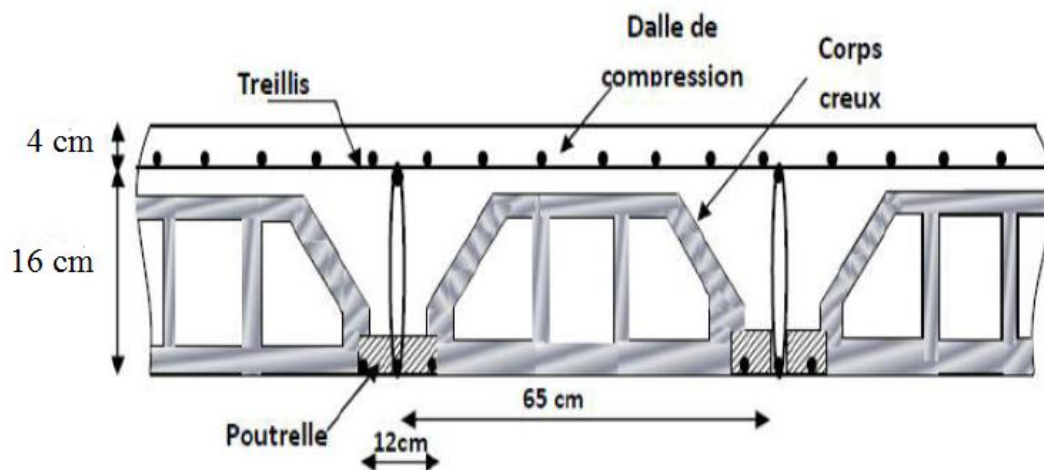
#### III.3.2 Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 04 cm d'épaisseur elle sera armée d'un treillis soudé.

Le treillis soudé à utiliser doit avoir des mailles de dimension au plus égale aux valeurs indiquées par le règlement (BAEL 91/B6.8.423) qui sont :

20 [cm] : pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

33 [cm] : pour les armatures parallèles aux poutrelles.



**Figure. III.5** Coupe d'un plancher corps creux

### III.3.2.1 Calcul des armatures

#### 1. Armatures perpendiculaires aux poutrelles

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

avec :

$A_{\perp}$  :  $\text{cm}^2$  par mètre linéaire.

$l$  : Entre axe des poutrelles (65 cm).

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (520 MPa).

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{mL} .$$

Nous adoptons

$$A_{\perp} = 0,98 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm}.$$

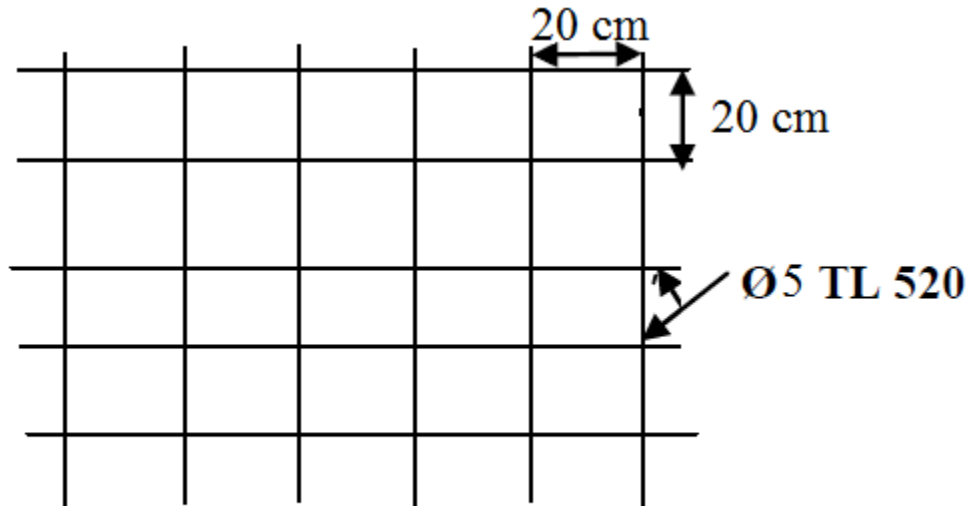
## 2. Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A^{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2.$$

Nous adoptons :

$$A_{//} = 0,98 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm}.$$

Finalement nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimension (5×200×5×200) mm<sup>2</sup>.



**Figure. III.6** Treillis soudé (200 × 200)

### III.3.2.2 Calcul de la poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties dont la longueur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives.

On s'intéressera 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).

#### 1. Dimensionnement de la poutrelle

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

$$b = 2 \times b_1 + b_0.$$

Avec

$b_1$  : Largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque coté de la nervure est limitée à plus faible .

$b$  : Largeur de la dalle de compression.

$L$  : Distance entre deux parements voisins de deux poutrelle (  $65 - 12 = 53 \Rightarrow L = 53 \text{ cm}$  ).

$L_1$  : Longueur de la plus grande travée ( $L_1 = 360 \text{ cm}$ ).

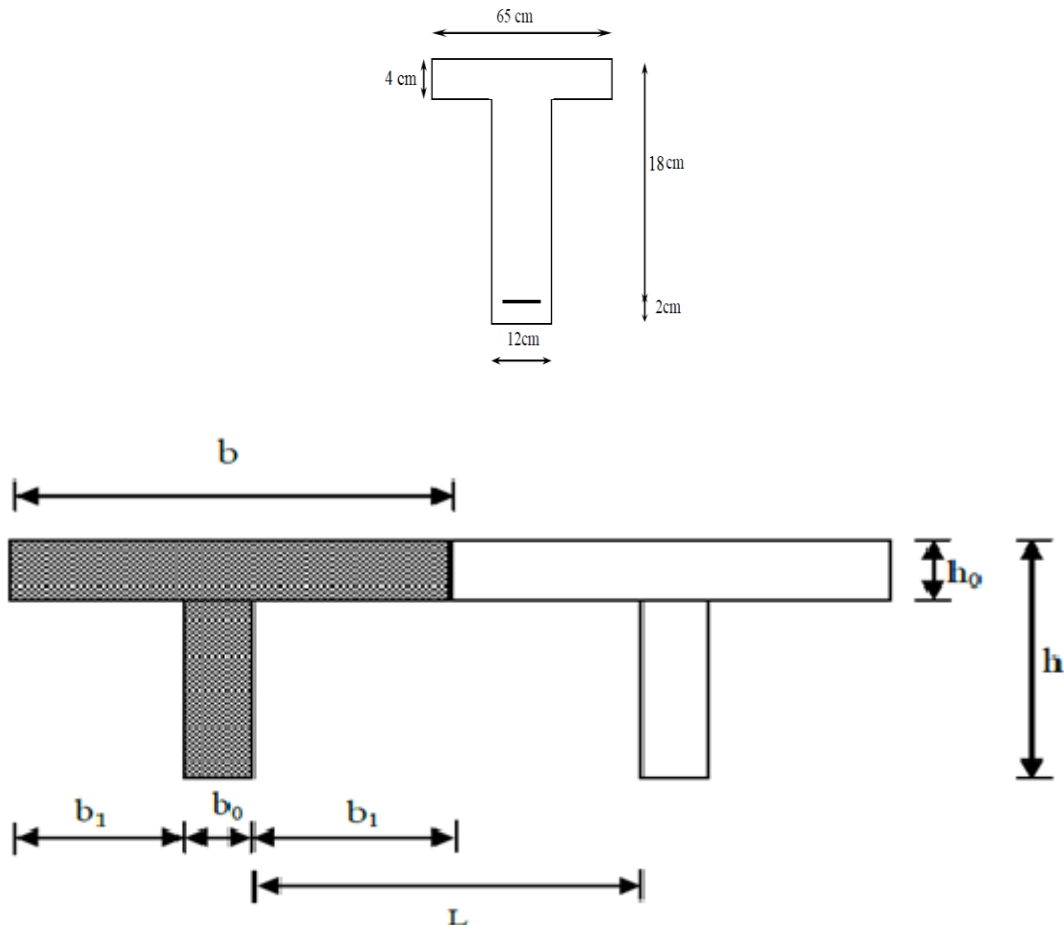
$b_0$  : Largeur de la nervure ( $b_0 = 12 \text{ cm}$ ).

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

Application :

$$b_1 \leq \min \{26,5 ; 36 ; 32\} \text{ cm.} \Rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm.}$$

$$b = (2 \times 26,5) + 12 = 65 \text{ cm.}$$



**Figure. III.7** Schéma de la table de compression

## 2. Le calcul se fera en deux étapes

Avant le coulage de la dalle de compression.

Après le coulage de la dalle de compression.

### a. Etape une avant le coulage de la dalle de compression

On s'intéressera 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).

La poutrelle sera considérée simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids des corps creux.

Chargements :

Poids propre de la poutrelle .....  $G = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$ .

Poids des corps creux.....  $G' = 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$ .

Poids de la main d'œuvre.....  $Q = 1 \text{ KN/ml}$ .

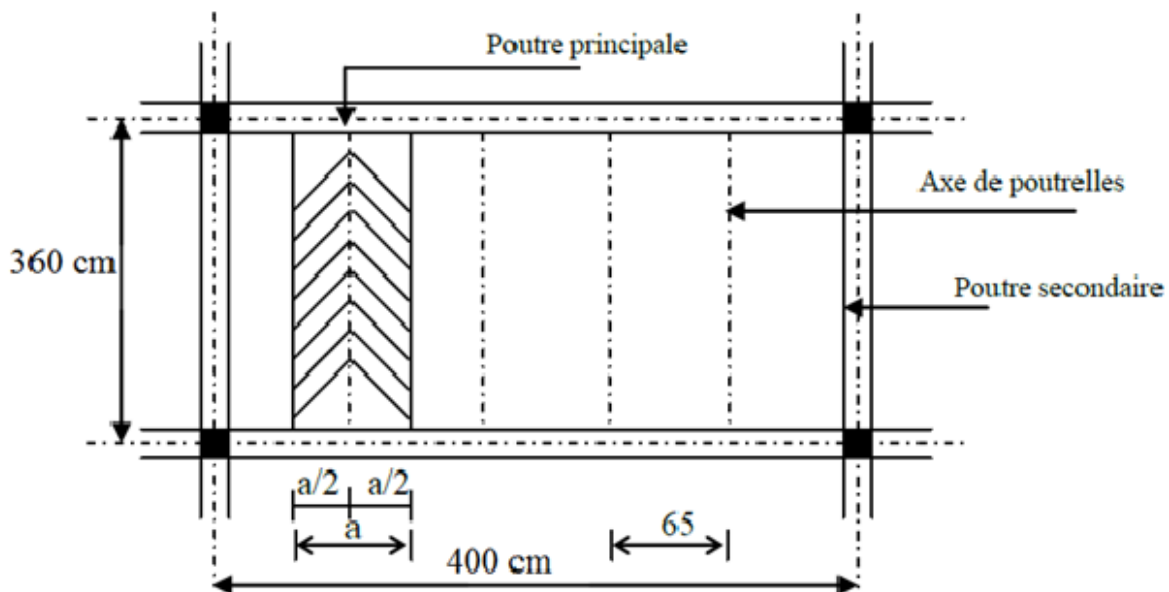
$G=0,12+0,62=0,74 \text{ KN/m}$

Charge permanente :  $G = 0,74 \text{ KN/ml}$ .

Charge d'exploitation :  $Q= 1\text{KN/ml}$ .

### a.1 Ferrailage à l'ELU

Le calcul se fera pour la plus longue travée dans le sens des poutrelles  $L= 3,60 \text{ m}$ .



**Figure. III.8** Schéma de la surface des poutrelles

La combinaison de charges à considérer

$q_u = 1,35 G + 1,5 Q$  avec ( $G= G + G'$ ).

$q_u = 1,35 \times (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,50 \text{ KN/ml}$ .

#### a.1.1 Section d'armatures

Soit l'enrobage  $c = 2 \text{ cm}$ .

Avec

$B = 12 \text{ cm}$ .

$D = h - c$  tel que :  $h = 4 \text{ cm}$  et  $c = 2 \text{ cm}$  ( $c$  : Enrobage ).

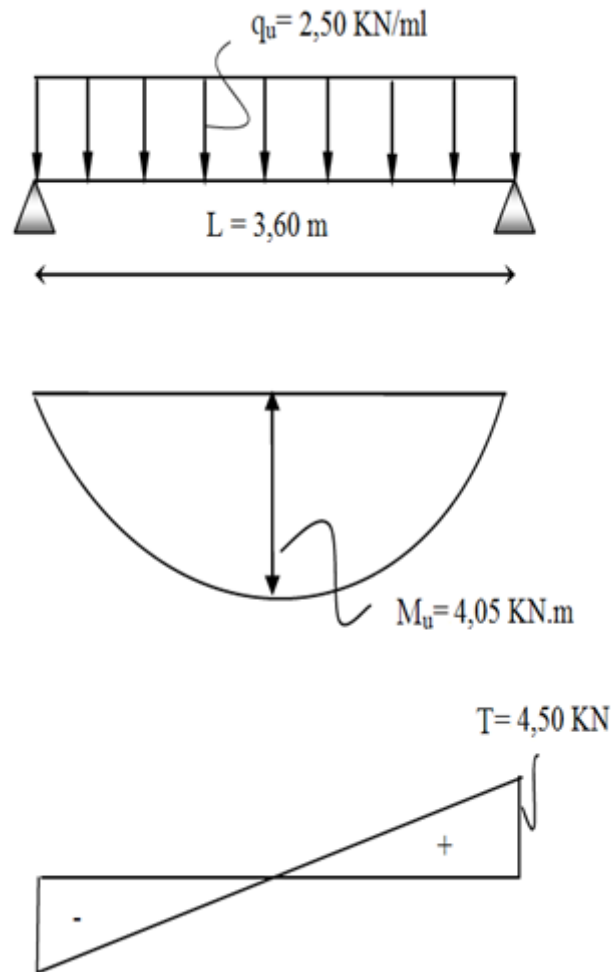
$D = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$  ( Hauteur utile ).

**a.1.2 Calcul du moment en travée**

$$M_U = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{2,50 \times 3,60^2}{8} = 4,05 \text{ KN.m}$$

**a.1.3 Calcul de l'effort tranchant sur appuis**

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2,50 \times 3,60}{2} = 4,50 \text{ KN.}$$

**Figure. III.9** Diagramme des efforts internes**a.1.4 Calcul des armatures**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{4,05 \times 10^3}{12 \times 22^2 \times 14,20} = 5,94 > 0,392.$$

$$\mu_b = 5,94 > \mu_c = 0,392 \Rightarrow \text{S.D.A.}$$

### **a.1.5 Conclusion**

Vu les faibles dimensions de la poutrelle ( $12 \times 4$ ), il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées ( $A_{sc} = 0$ ) ne soient pas nécessaires. (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

### **b. Etape deux après le coulage de la dalle de compression**

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en (T) avec une inertie constante reposant sur des appuis intermédiaires, partiellement encastrée à ses deux extrémités.

Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

Charges permanentes et les charges d'exploitations

#### **b.1 Poids propre du plancher**

- Etage courant à usage d'habitation .....  $G = 5,46 \times 0,65 = 3,55$  KN/ml.

- Terrasse inaccessible .....  $G = 5,61 \times 0,65 = 3,64$  KN/ml.

#### **b.2 Surcharge d'exploitation**

- Etage courants à usage d'habitation.....  $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975$  KN/ml.

- Terrasse inaccessible .....  $Q = 1 \times 0,65 = 0,65$  KN/ml.

#### **b.3 Combinaison de charges**

Plancher étage courants à usage d'habitation

$$\text{ELU } q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$q_u = 1,35 \times 3,55 + 1,5 \times 0,975 = 6,255 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS } q_s = G + Q.$$

$$q_s = 3,55 + 0,975 = 4,525 \text{ KN/ml.}$$

Plancher étage terrasse

$$\text{ELU } q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$q_u = 1,35 \times 3,65 + 1,5 \times 0,65 = 5,90 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS } q_s = G + Q$$

$$q_s = 3,65 + 0,65 = 4,3 \text{ KN/ml.}$$

#### **b.4 Choix de la méthode de calcul**

Les efforts internes sont déterminés selon le type de plancher, à l'aide d'une de ces Méthodes usuelles

⇒ Méthode forfaitaire.

⇒ Méthode de Caquot.

⇒ Méthode des trois moments.

**Méthode forfaitaire**

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

1) La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à deux fois la charge permanente ou  $5 \text{ KN/m}^2$ .

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

$$\begin{cases} 2.G = 2 \times 3,55 = 7,1 \text{ KN} < Q = 0,975 \text{ KN/ml} \\ 5 \text{ KN} < Q = 0,975 \text{ KN/ml} \end{cases} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.  $\Rightarrow$  (condition est vérifiée).

3) la fissuration est considérée comme non préjudiciable.  $\Rightarrow$  (Condition vérifiée).

4) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$0,8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25.$$

$$0,8 < \frac{L_1}{L_2} = \frac{3,40}{3,60} = 0,94 < 1,25. \quad \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

$$0,8 < \frac{L_2}{L_3} = \frac{3,60}{3,40} = 1,05 < 1,25. \quad \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

**Conclusion**

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable pour nos calculs.

**III.3.3 Méthode forfaitaire**

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à une fraction fixée de manière forfaitaire de la valeur maximale du moment «  $M_0$  » dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

**III.3.3.1 Exposé de la méthode**

Soit

$M_0$  : Valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante, de même portée ( $L$ ) que la travée, et soumise aux mêmes charges ( $q$ ) tel que :

$$M_0 = \frac{q.L^2}{8} \text{ dont « } L \text{ » longueur entre nus d'appuis.}$$

$\alpha$  : Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitations tel que :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}.$$

$M_w$  : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

$M_e$  : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

$M_t$  : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs de  $(M_w)$  ;  $(M_e)$  ;  $(M_t)$  doivent vérifier les conditions suivantes :

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

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

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow \text{dans le cas d'une travée de rive.}$$

3- La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire ne doit pas être inférieure à :  
 $0,3. M_0$  : Pour les appuis de rive semi encastés.

$0,6. M_0$  : Dans le cas d'une poutre à deux travées.

$0,5. M_0$  : Dans le cas des appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées .

$0,4. M_0$  : Dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

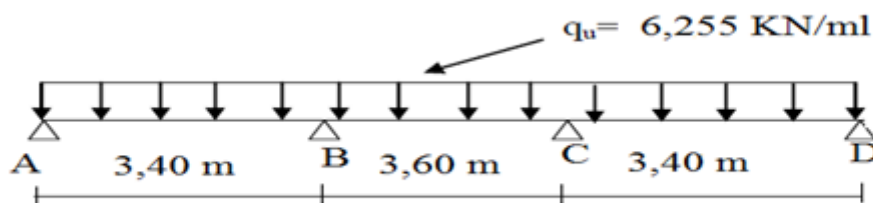
Dans notre cas on a une poutre reposant sur Quatre appuis, on aura le diagramme suivant

### III.3.3.2 Application

#### 1- Combinaison de charge

$$\text{ELU : } q_u = ( 1,35.G + 1,5.Q ) . 0,65$$

$$q_u = ( 1,35 \times 5,46 + 1,5 \times 1,5 ) \times 0,65 = 6,255 \text{ KN/ml.}$$



**Figure. III.10** Schéma statique de la poutre continue reposante sur Quatre appuis

#### 2- Calcul de rapport de charge ( $\alpha$ )

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1,5}{5,46+1,5} = 0,215 \text{ donc } 0 < \alpha = 0,215 < \frac{2}{3} = 0,666 .$$

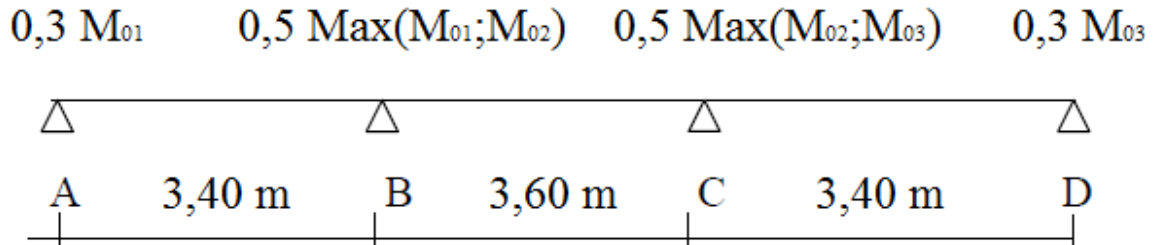
#### 3- Calcul des moment statiques

$$M_{01} = \frac{q_u \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{6,255 \times 3,4^2}{8} = 9,04 \text{ KN.m .}$$

$$M_{02} = \frac{q_u \cdot l_{BC}^2}{8} = \frac{6,255 \times 3,6^2}{8} = 10,13 \text{ KN.m .}$$

$$M_{03} = \frac{q_u \cdot l_{CD}^2}{8} = \frac{6,255 \times 3,4^2}{8} = 9,04 \text{ KN.m .}$$

#### 4- Calcul des moments fléchissant sur appuis



$$M_a = M_d = 0,3 \times 9,04 = 2,712 \text{ KN.m .}$$

$$M_b = M_c = 0,5 \max ( 9,04 ; 10,13 ) = 0,5 \times 10,13 = 5,065 \text{ KN.m .}$$

#### 5- Calcul des moments fléchissant en travées

##### a) Etude de la travée AB ( De rive )

$M_{TAB}$  doit vérifier

$$M_{TAB} \geq \text{Max} \{ 1,05 \cdot M_0 ; (1 + 0,3\alpha) \cdot M_0 \} - \frac{M_A + M_B}{2} .$$

$$\text{Avec : } (1 + 0,3\alpha) = (1 + 0,3 \times 0,215) = 1,064 > 1,05 .$$

$$M_{TAB} \geq 1,064 \times 9,04 - \frac{2,712 + 5,065}{2} = 5,73 \text{ KN.m .}$$

$$M_{TAB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} .$$

$$M_{TAB} \geq \frac{1,2 + 0,3 \times 0,215}{2} \times 9,04 = 5,71 \text{ KN.m .}$$

$$\text{Donc : } M_{TAB} = M_{TCD} = 5,73 \text{ KN.m .}$$

##### b) Etude de la travée BC ( Intermédiaire )

$M_{IBC}$  doit vérifier :

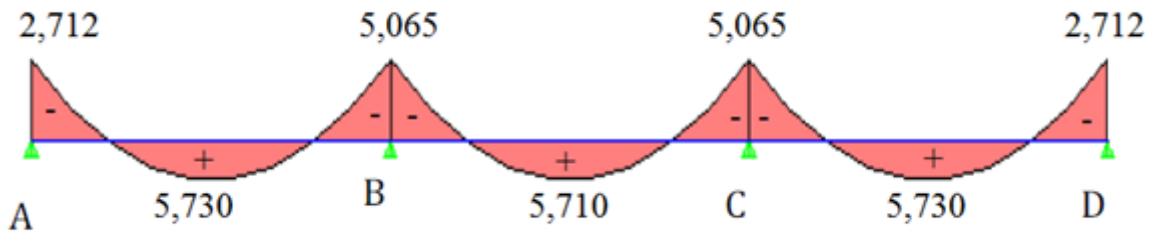
$$M_{IBC} \geq \text{Max} \{ 1,05 \cdot M_0 ; (1 + 0,3\alpha) \cdot M_{02} \} - \frac{M_B + M_C}{2} .$$

$$M_{IBC} \geq 1,064 \times 10,13 - \frac{5,065 + 5,065}{2} = 5,71 \text{ KN.m .}$$

$$M_{IBC} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{02}$$

$$M_{IBC} \geq \frac{1 + 0,3 \times 0,215}{2} 10,13 = 5,39 \text{ KN.m .}$$

$$\text{Donc : } M_{IBC} = 5,71 \text{ KN.m .}$$



**Fig. III.11** Diagramme des moments fléchissent à l'ELU

### 6- Calcul des efforts tranchants

Nous avons :  $T_x = \theta_x + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$  Avec  $\begin{cases} \theta_i = \frac{q_u \times L}{2} \\ \theta_{i+1} = -\frac{q_u \times L}{2} \end{cases}$

#### a)- Travée AB

$$T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{6,255 \times 3,4}{2} + \frac{-5,065 - (-2,712)}{3,4} = 9,941 \text{ KN.}$$

$$T_B = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\frac{6,255 \times 3,4}{2} + \frac{-5,065 - (-2,712)}{3,4} = -11,325 \text{ KN}$$

#### b)- Travée BC

$$T_B = \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{6,255 \times 3,6}{2} + \frac{-5,065 - (-5,065)}{3,4} = 11,259 \text{ KN.}$$

$$T_C = -\frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -\frac{6,255 \times 3,6}{2} + \frac{-5,065 - (-5,065)}{3,4} = -11,259 \text{ KN.}$$

#### c)- Travée CD

$$T_C = \frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{6,255 \times 3,4}{2} + \frac{-2,712 - (-5,065)}{3,4} = 11,325 \text{ KN.}$$

$$T_D = -\frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -\frac{6,255 \times 3,4}{2} + \frac{-2,712 - (-5,065)}{3,4} = -9,941 \text{ KN.}$$

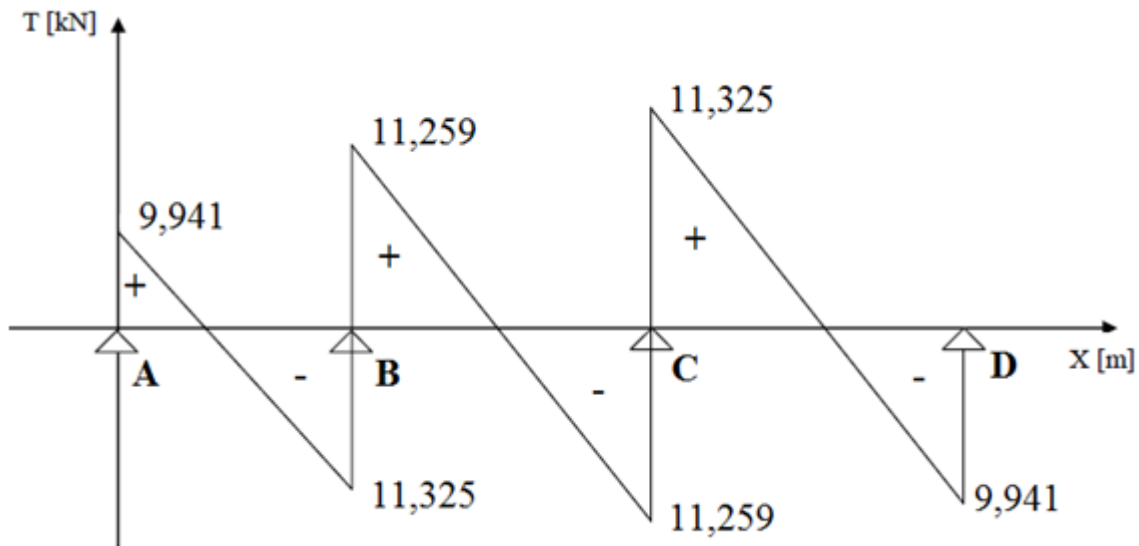


Fig. III.12 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

### III.3.3.3 Ferrailage

Le ferrailage se fera avec les moments max en travées et en appuis.

### III.3.3.4 Calcul à l'ELU

#### 1 Armatures longitudinales

- Armatures en travée

En travée :  $M_{t \max} = 5,73 \text{ KN.m}$  .

Tel que :

Si :  $M_{t \max} > M_0$  → L'axe neutre est dans la nervure.

Si :  $M_{t \max} < M_0$  → L'axe neutre est dans la table de compression.

$M_0$  : Le moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante.

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

La poutrelle sera calculée comme une section en (Té) dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$b = 65\text{cm}$  ;  $b_0 = 12\text{cm}$  ;  $h = 20\text{cm}$  ;  $h_0 = 4\text{cm}$  ;  $d = 18\text{cm}$ .

$$M_0 = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 \times \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,072 \text{ KN.m} .$$

Donc

$$M_{t \max} = 5,73 \text{ KN.m} < M_0 = 59,072 \text{ KN}.$$

⇒ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, le Calcul se fera en considérant une section rectangulaire de  $(65 \times 20) \text{ cm}^2$ .

$$\mu_b = \frac{M_t^{Max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,73 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,020 < \mu_i = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,020 \Rightarrow \beta = 0,990.$$

$$A_{ST} = \frac{M_t^{Max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5,73 \times 10^3}{0,990 \times 18 \times \left(\frac{400}{1,15}\right)} = 0,92 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_{ST} = 0,92 \text{ cm}^2$  on adopte  $\Rightarrow 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$ .

- **Armatures aux appuis**

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme une section rectangulaire (bxh). Le moment est négatif, c'est-à-dire qu'il tend les fibres supérieures.

Sur appui :  $M_a \text{ max} = 5,065 \text{ KN.m}$ .

$$\mu_b = \frac{M_a^{Max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,065 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,016 < \mu_i = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,017 \Rightarrow \beta = 0,992.$$

$$A_{SA} = \frac{M_a^{Max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5,065 \times 10^3}{0,992 \times 18 \times \left(\frac{400}{1,15}\right)} = 0,81 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_{SA} = 0,81 \text{ cm}^2$  on adopte  $\Rightarrow 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$ .

## 2 Armatures transversales

D'après l'article (A.7.2.21/BAEL91), le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\varphi_t = \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \varphi_{max} \right\}.$$

Tel que :

$\varphi_t$  : Diamètre des armatures transversal.

h : Hauteur du plancher.

$b_0$  : Largeur de lame.

$\varphi_{max}$  : Diamètre maximal correspondant aux armatures longitudinales.

$$\varphi_t = \min \left\{ \frac{200}{35} ; \frac{12}{10} ; 10 \right\} \text{ mm}.$$

$$\varphi_t = 8 \text{ mm}.$$

On adopte :  $2 \varphi 8 \Rightarrow A_t = 1,00 \text{ cm}^2$ .

Les armatures transversales seront réalisés par un étrier de ( $\varphi_t = 8 \text{ mm}$ ).

Espacement des armatures transversales est donné par le règlement (BAEL 91 modifier 99/ART : A.5.1.22).

$$S_t \leq \min ( 0,9 \cdot d ; 40 ) \text{ cm} = \min ( 0,9 \times 18 ; 40 ) = 16,2 \text{ cm}.$$

Donc on prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

La section d'armature transversal doit vérifier la condition suivante

(Art A.5.1.23/BAEL 91 modifié 99).

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,5 \text{ MPa.}$$

$$\frac{0,56 \times 400}{12 \times 15} = 1,24 \text{ MPa} > 0,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### III.3.3.5 Les différentes vérifications à l'EELU ( A.4.2.1.CBA93 / BAEL 93 modifié 99 )

#### 1 Vérification de la contrainte tangentielle : (Art. A.5.1.1 / BAEL 91 modifié 99)

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min ( 0,13.f_{c28} ; 5\text{MPa} ). \Rightarrow \text{Fissuration peut nuisible.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 d} = \frac{11,325 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,524 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min ( 0,13.f_{c28} ; 5\text{MPa} ) = \min ( 3,25 ; 5 ) = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,524 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### 2 Vérification de la non fragilité du béton : (Art. A.4.2.1 / BAEL91 modifié 99)

On doit vérifier que

$$A_{\min} < A_{\text{adopté}}$$

##### En travée

$$A_{\min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_t = 2,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

##### Sur appuis

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 < A_a = 1,57 \text{ cm}^2.$$

#### 3 Vérification de la contrainte d'adhérence d'entraînement ( Art. A.6.13 / BAEL91 )

On doit vérifier que

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

Tel que :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{v_u^{max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

$$\text{Avec : } \sum U_i = 3\text{HA}10 + 2\text{HA}10 = ( 3 \times 10 \times 3,14 ) + ( 2 \times 10 \times 3,14 ) = 157 \text{ mm}^2.$$

$$\tau_{se} = \frac{11,325 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 157} = 0,44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### 4 Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art. A.5.3.313 / BAEL 91 modifiée 99)

On doit vérifier que

$$V_u^{max} \leq 0,4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot a \cdot b_0 \Rightarrow \text{tel que } a = 0,9 \cdot d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm.}$$

$$V_u^{max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 16,2 \times 18 \times 10^{-1} = 129,6 \text{ KN.}$$

##### Appui de rive

$$V_u^{max} = 11,325 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN.} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

##### Appuis intermédiaire

$$V_u^{max} = 11,259 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN.} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### 5 Influence de l'effort tranchant sur les armatures

On doit vérifier que

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( v_u^{max} + \frac{M_u^{max}}{0,9 \cdot d} \right)$$

##### Appuis de rive

$$A = 1,57 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \left( 11,325 + \frac{2,712}{0,9 \times 18} \right) = 0,330 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

##### Appuis intermédiaires

$$A = 1,57 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \left( 11,259 + \frac{5,065}{0,9 \times 18} \right) = 0,332 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### 6 Calcul des scellements droit ( Art A.6.1.21 / BAEL 91 )

La longueur de l'ancrage droits nécessaire correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

La longueur de scellement droits est donnée par la formule suivante

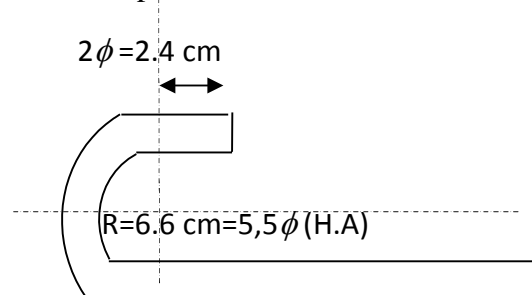
$$L_s = \frac{\varphi}{4} \cdot \frac{f_e}{\tau_{su}} \quad \text{Avec } \tau_{su} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{0,8}{4} \times \frac{400}{2,835} = 28,22 \text{ cm.}$$

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

Les règles de BAEL 91 (Art.6.1.253 modifiée 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet ( $L_c$ ) est au moins égale à ( $0,4 \cdot L_s$ ) pour les aciers (HA).

$L_c = 0,4 \times 30 = 12 \text{ cm.} \Rightarrow$  En prend  $L_c = 12 \text{ cm}$ .



### III.3.3.6 Calcul à l'ELS

#### 1 Calcul des moments isostatiques

$$q_s = 4,525 \text{ KN/m}_1 .$$

$$M_{01} = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{4,525 \times 3,4^2}{8} = 6,53 \text{ KN.m} .$$

$$M_{02} = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{4,525 \times 3,6^2}{8} = 7,33 \text{ KN.m} .$$

$$M_{03} = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{4,525 \times 3,4^2}{8} = 6,53 \text{ KN.m} .$$

#### 2 Calcul des moments fléchissant sur appuis

$$M_a = M_d = 0,3 \times 6,53 = 1,96 \text{ KN.m} .$$

$$M_b = M_c = 0,5 \max ( 6,53 ; 7,33 ) = 0,5 \times 7,33 = 3,66 \text{ KN.m} .$$

#### 3 Calcul des moments fléchissant en travées

##### Etude de la travée AB ( De rive )

$M_{TAB}$  doit vérifier

$$M_{TAB} \geq \text{Max} \{ 1,05 \cdot M_0 ; (1,2 + 0,3\alpha) \cdot M_0 \} - \frac{M_A + M_B}{2} .$$

$$\text{Avec : } (1,2 + 0,3 \alpha) = (1 + 0,3 \times 0,215) = 1,2645 > 1,05 .$$

$$M_{TAB} \geq 1,064 \times 6,53 - \frac{1,96 + 3,66}{2} = 4,13 \text{ KN.m} .$$

$$M_{TAB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} .$$

$$M_{TAB} \geq \frac{1,2 + 0,3 \times 0,215}{2} \times 6,53 = 4,12 \text{ KN.m} .$$

$$\text{Donc : } M_{TAB} = M_{ICD} = 4,13 \text{ KN.m} .$$

##### Etude de la travée BC ( Intermédiaire )

$M_{IBC}$  doit vérifier

$$M_{IBC} \geq \text{Max} \{ 1,05 \cdot M_0 ; (1 + 0,3\alpha) \cdot M_{02} \} - \frac{M_B + M_C}{2} .$$

$$M_{IBC} \geq 1,064 \times 7,33 - \frac{3,66 + 3,66}{2} = 4,14 \text{ KN.m} .$$

$$M_{IBC} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{02}$$

$$M_{IBC} \geq \frac{1 + 0,3 \times 0,215}{2} \times 7,33 = 3,90 \text{ KN.m} .$$

$$\text{Donc : } M_{IBC} = 4,14 \text{ KN.m} .$$

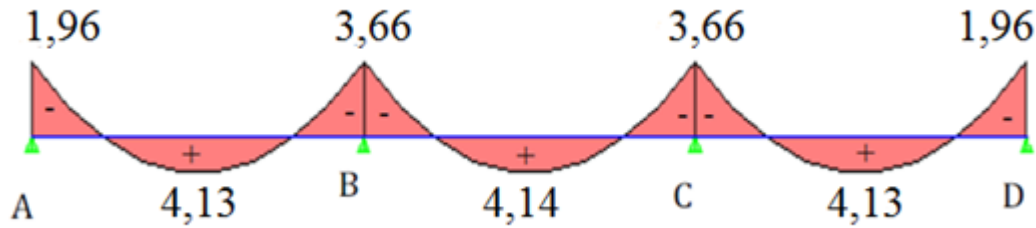


Figure. III.13 Diagramme des moments fléchissent à l'ELS

#### 4 Calcul des efforts tranchants

Nous avons :  $T_x = \theta_x + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$  Avec  $\begin{cases} \theta_i = \frac{q_s \times L}{2} \\ \theta_{i+1} = -\frac{q_s \times L}{2} \end{cases}$

##### a)- Travée AB

$$T_A = \frac{q_s \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{4,525 \times 3,4}{2} + \frac{-3,66 - (-1,96)}{3,4} = 7,19 \text{ KN.}$$

$$T_B = -\frac{q_s \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\frac{4,525 \times 3,4}{2} + \frac{-3,66 - (-1,96)}{3,4} = -8,19 \text{ KN.}$$

##### b)- Travée BC

$$T_B = \frac{q_s \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{4,525 \times 3,6}{2} + \frac{-3,66 - (-3,66)}{3,4} = 8,14 \text{ KN.}$$

$$T_C = -\frac{q_s \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -\frac{4,525 \times 3,6}{2} + \frac{-3,66 - (-3,66)}{3,4} = -8,14 \text{ KN.}$$

##### c)- Travée CD

$$T_C = \frac{q_s \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{4,525 \times 3,4}{2} + \frac{-1,96 - (-3,66)}{3,4} = 8,19 \text{ KN.}$$

$$T_D = -\frac{q_s \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -\frac{4,525 \times 3,4}{2} + \frac{-1,96 - (-3,66)}{3,4} = -7,19 \text{ KN.}$$

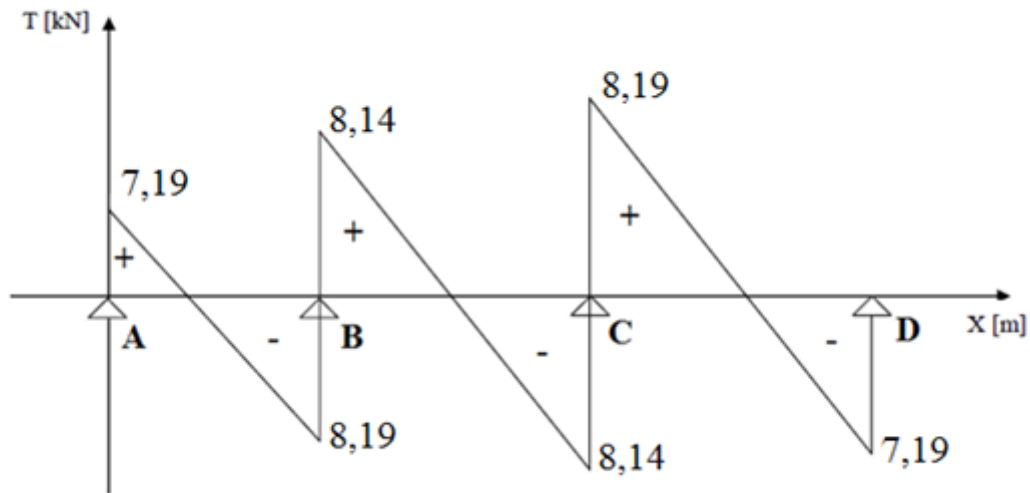


Figure. III.14 Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

### III.3.3.7 Les différentes vérifications à l'ELS

#### 1 Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures

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

#### 2 Vérification de la résistance du béton à la compression

ON doit vérifier que :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

Avec

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} .$$

Pour trouver le ( $K_1$ ) et le ( $\beta_1$ ) nous devons calculer le ( $\rho_1$ ) tel que  $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d}$ .

##### a) Sur appuis

$$A_s = 3\text{HA}8 = 1,50 \text{ cm}^2 .$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 1,50}{12 \times 18} = 0,690 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 26,32 \\ \beta_1 = 0,879 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{3,66 \times 10^3}{0,879 \times 18 \times 1,50} = 154,21 \text{ MPa} .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{154,21}{26,32} = 5,85 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

##### b) En travée

$$A_s = 3\text{HA}8 = 1,50 \text{ cm}^2 .$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 1,50}{12 \times 18} = 0,690 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 26,32 \\ \beta_1 = 0,879 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{4,14 \times 10^3}{0,879 \times 18 \times 1,50} = 174,44 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{174,44}{26,32} = 6,62 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### 3 Etat limite de déformation

On doit vérifier si

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}.$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_{Tbc}}{15 \cdot M_{02}}.$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e}.$$

Avec

$h$  : Hauteur totale de la section .

$A$  : Section des armatures tendus.

$L$  : Portée libre .

$$\frac{20}{360} = 0,05 > \frac{1}{22,5} = 0,04 . \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{20}{360} = 0,05 > \frac{4,14}{15 \times 7,33} = 0,03. \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{1,50}{12 \times 18} = 0,006 < \frac{3,6}{400} = 0,009. \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, on se dispensera du calcul de la flèche.

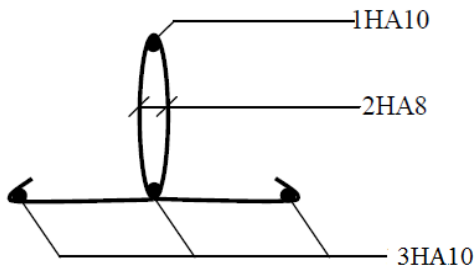
### III.3.4 Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

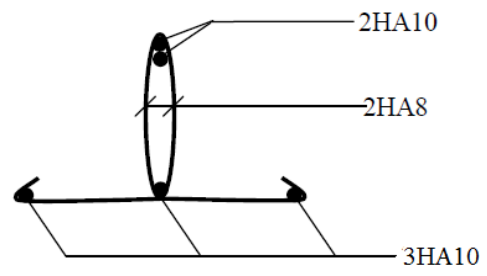
Armatures en travées : 3HA10 = 2,35 cm<sup>2</sup>.

Armatures aux appuis : 2HA10 = 1,57 cm<sup>2</sup>.

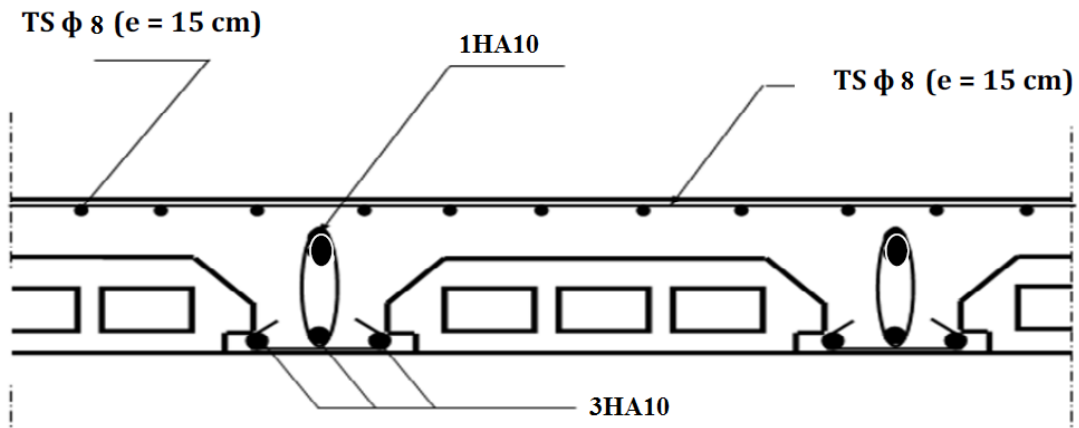
Armatures transversales : 2HA8 = 1 cm<sup>2</sup> Avec  $S_t = 15 \text{ cm}$  .



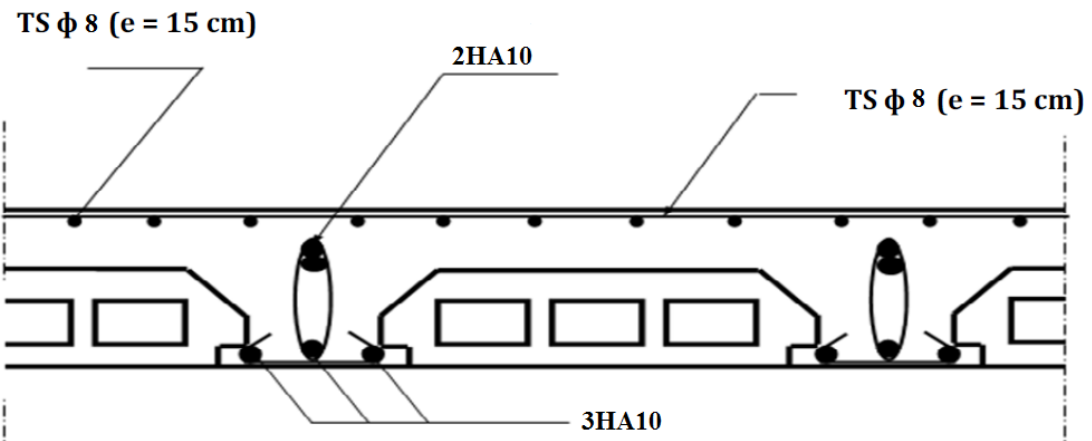
Ferrailage en travée.



Ferrailage en appui.



Ferrailage des poutrelles en travée.



Ferrailage des poutrelles en appuis.

Fig. III.2.11 : Ferrailage des poutrelles .

### III.4 LA SALLE MACHINE

#### III.4.1 Introduction

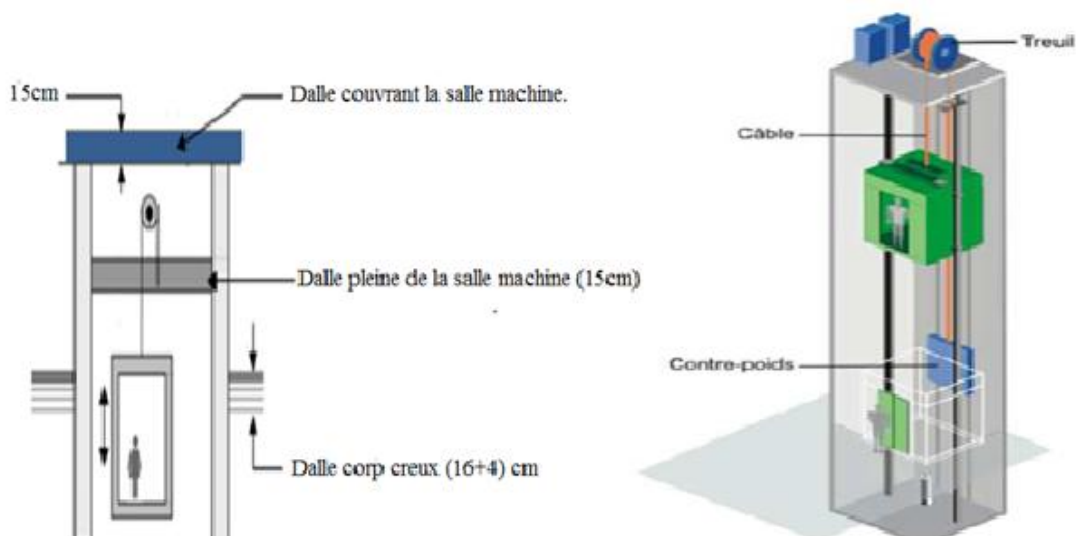
Notre immeuble comporte une cage d'ascenseur, de vitesse d'entraînement ( $V = 1\text{ m/s}$ ), la surface de la cabine est de  $(0,70 \times 0,70)\text{ m}^2$ .

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes et moteurs assurent le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au dessus de la gaine.

Caractéristiques de la cage d'ascenseur :

- La surface de la salle machine est de :  $1,05 \times 1,00 = 1,05\text{ m}^2$ .
- La surface de la cabine est de :  $0,70 \times 0,70 = 0,49\text{ m}^2$ .
- La charge total du système de levage et la cabine chargée est de :  $8\text{ t}$  ( $P = 80\text{ KN}$ ).

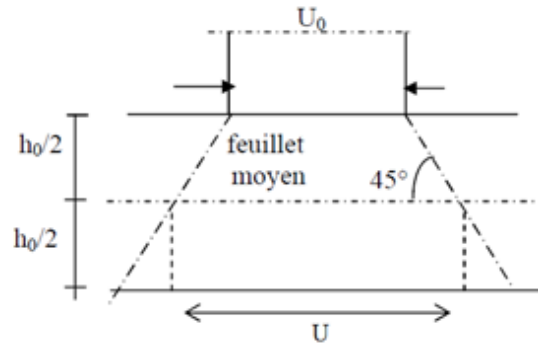
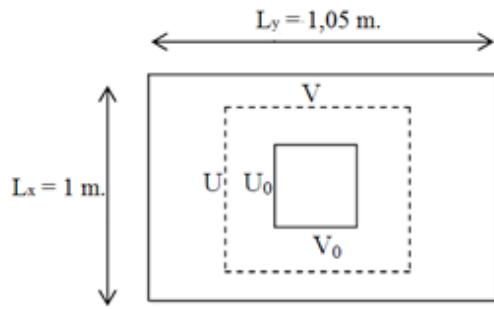


**Figure. III.14** Coupe verticale de la salle machine

#### III.4.2 Calcul de la dalle salle machine

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de ( Monsieur PIGEAUD ), qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les Charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés Par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.



**Figure. III.15** Vue en plan de la dalle pleine . **Figure. III.16** Vue verticale de la dalle pleine .

#### III.4.2.1 Dimensionnement

##### a)- Epaisseur de la dalle

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

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} \Rightarrow h_t \geq \frac{100}{30} = 3 \text{ cm.}$$

NB : Le ( RPA 2003 ) exige une hauteur (  $h_t \geq 12\text{cm}$  ) .

Donc on adopte une hauteur :  $h_t = 15 \text{ cm}$ .

##### b)- Calcul de U et V

La dalle repose sur son contour (4 appuis); Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle de ( $U \times V$ ), la surface d'impacte , au niveau du feuillet moyen de la dalle.

Le calcul se fera à l'aide des abaques de ( Monsieur PIGEAUD ) qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau tel que :

$$\begin{cases} U = U_0 + K \cdot e + h_0 \\ V = V_0 + K \cdot e + h_0 \end{cases}$$

Avec

- $U_0$  et  $V_0$  : coté du rectangle dans le quel la charge ( $q$ ) est centrée (  $80 \times 80$  )  $\text{cm}^2$ .
- $K$  : Coefficient de la nature de revêtement (  $K = 2$  ) pour un revêtement en béton .
- $e$  : Epaisseur du revêtement (  $e = 5 \text{ cm}$  )
- $h_0$  : Épaisseur de la dalle (  $h_0 = 15 \text{ cm}$  )

$$\begin{cases} U = 70 + 2 \times 5 + 15 = 95 \text{ cm.} \\ V = 70 + 2 \times 5 + 15 = 95 \text{ cm.} \end{cases}$$

##### c)- Calcul des moments $M_x$ et $M_y$

Si :  $\rho = \frac{l_x}{l_y} < 0,4$   $\Rightarrow$  Le panneau travail dans un seul sens.

$0,4 \leq \rho = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow$  Le panneau travail dans les deux sens.

$0,4 < \rho = \frac{1}{1,05} = 0,95 < 1 \Rightarrow$  Le panneau travail dans les deux sens.

$M_1$  et  $M_2$  : Coefficient déterminés à partir des rapports  $\langle \frac{U}{L_x} \rangle$  et  $\langle \frac{V}{L_y} \rangle$  dans les abaque de ( Monsieur PIGEAU ).

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1}{1,05} = 0,95. \\ \frac{U}{L_x} = \frac{95}{100} = 0,95. \\ \frac{V}{L_y} = \frac{95}{105} = 0,90 \end{array} \right.$$

Donc

$M_1 = 0,051$  et  $M_2 = 0,038$  .

### III.4.2.2 Calcul à l'ELU

**a)- Les moments de flexion au centre du panneau de dalle**

$M_x^I = 1,35 p_l \times (M_1 + \nu . M_2) \Rightarrow$  à l'ELU ( $\nu = 0$ ).

$M_y^I = 1,35 p_l \times (M_2 + \nu . M_1) \Rightarrow$  à l'ELU ( $\nu = 0$ ).

$p_l = q_u = 1,35.G + 1,5.Q = 1,35 \times 80 + 1,5 \times 0 = 108$  KN .

Donc

$M_x^I = 108 \times 0,051 = 5,508$  KN.m .

$M_y^I = 108 \times 0,038 = 4,104$  KN.m .

**b)- Evaluation des moments  $M_x^{II}$  et  $M_y^{II}$  dus au poids propre de la dalle**

$M_x^{II} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$  .

$M_y^{II} = \mu_y \cdot M_x^{II}$  .

Avec ( $\mu_x$ ) et ( $\mu_y$ ) coefficients donnés en fonction de ( $\rho$ ).

$\rho = 0,95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0410 \\ \mu_y = 0,888 \end{cases}$

Poids de la dalle ( $q_u$ )

$q_u = 1,35.G + 1,5.Q = 1,35 \times (25 \times 0,15 \times 1) + 1,5 \times 1 = 6,56$  KN/mL .

Donc

$M_x^{II} = 0,0410 \times 6,56 \times 1 = 0,269$  KN.m .

$M_y^{II} = 0,888 \times 0,269 = 0,238$  KN.m .

**c)- Superposition des moments**

$M_x = M_x^I + M_x^{II} = 5,508 + 0,269 = 5,777$  KN.m .

$M_y = M_y^I + M_y^{II} = 4,104 + 0,238 = 4,342$  KN.m .

**Remarque**

Ces moments ( $M_x$ ) et ( $M_y$ ) seront minorés en leur affectant le coefficient ( $0,85$ ) en travée et ( $0,30$ ) sur appuis afin de tenir compte de la continuité des voiles.

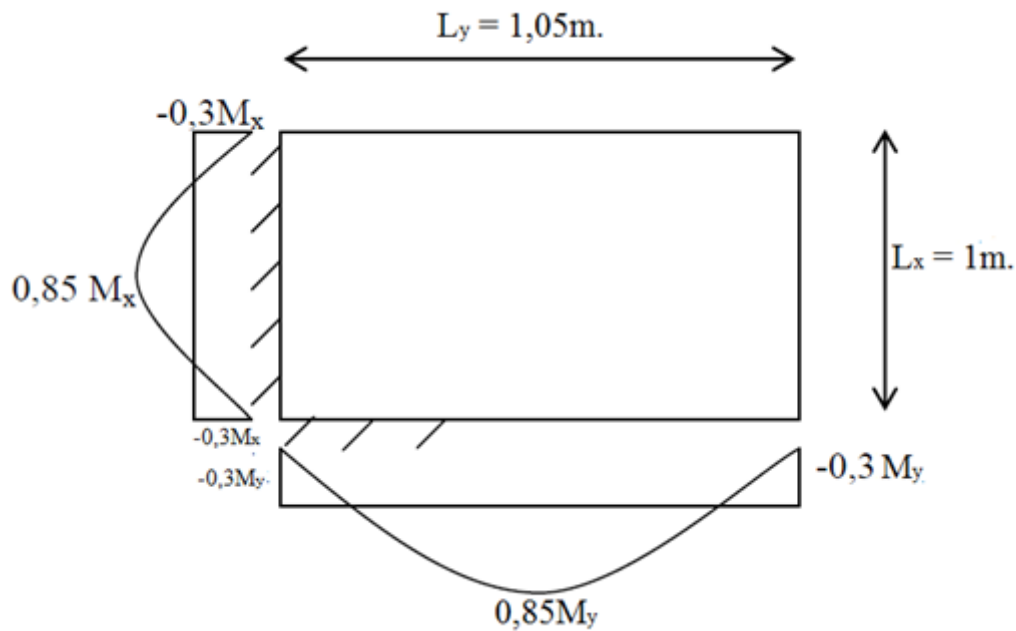


Figure. III.17 Correction des moments

**d)- Calcul de la section d'armature**

Dans nos calculs, on va considérer une bande de ( 1 m ) de la dalle ,tel que ses caractéristiques sont

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = h_t - 2 = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

**1- Dans le sens de la petite portée (  $x\bar{x}$  ) :**

**1-1- Sur appuis**

$$M_a = 0,30.M_x = 0,30 \times 5,777 = 1,733 \text{ KN.m .}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b.d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{1,733 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,007 < \mu_b = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,007 \Rightarrow \beta = 0,9965.$$

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

$$A_{sa} = \frac{1,733 \times 10^3}{0,9965 \times 13 \times 348} = 0,38 \text{ cm}^2.$$

On opte pour

$$4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

**1-2 En travée**

$$M_t = 0,85.M_x = 0,85 \times 5,777 = 4,910 \text{ KN.m .}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{4,910 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,020 < \mu_b = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,020 \Rightarrow \beta = 0,990.$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{4,910 \times 10^3}{0,990 \times 13 \times 348} = 1,09 \text{ cm}^2.$$

On opte pour

$$4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2.$$

## 2- Dans le sens de la grande portée ( $y\bar{y}$ )

### 2-1- Sur appuis

$$M_a = 0,30.M_y = 0,30 \times 4,342 = 1,302 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{1,302 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,005 < \mu_b = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,005 \Rightarrow \beta = 0,9975.$$

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

$$A_{sa} = \frac{1,302 \times 10^3}{0,9975 \times 13 \times 348} = 0,28 \text{ cm}^2.$$

On opte pour

$$4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2.$$

### 2-2 En travée

$$M_t = 0,85.M_y = 0,85 \times 4,342 = 3,690 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{3,690 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,015 < \mu_b = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,015 \Rightarrow \beta = 0,9925.$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{3,690 \times 10^3}{0,9925 \times 13 \times 348} = 0,82 \text{ cm}^2.$$

On opte pour

$$4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2.$$

## III.4.2.3 Vérification à L'ELU

### 1)- Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 / BAEL 91)

La condition de non fragilité donne la section minimale des armatures tendues, elles sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence (  $W = 0,8 \text{ ‰}$  ) qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

$$A_{st} > A_{min} = b \cdot h \cdot \frac{\rho_0}{2} \cdot \left( 3 - \frac{L_x}{L_y} \right) = b \cdot h \cdot \frac{\rho_0}{2} \cdot ( 3 - \rho ).$$

Avec

-  $A_{min}$  : section minimale d'armatures.

-  $\rho_0$  : Taux d'acier minimal ( $\rho_0 = 0,0008$ ) pour l'acier HA FeE400.

$$A_{min} = 100 \times 15 \times \frac{0,0008}{2} \times \left( 3 - \frac{100}{105} \right) = 1,23 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 2,01 \text{ cm} > A_{min} = 1,23 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### 2)- Condition du diamètre minimal des barres (Art A-7.21 / BAEL 91)

On doit vérifier

$$\emptyset_{max} < \emptyset = \frac{h_0}{10}.$$

$$\emptyset_{max} = 8 \text{ mm} < \emptyset = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm.} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### 3)- Condition de l'écartement des barres : (Art A.8.2.42 / BAEL 91)

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes

- Armatures supérieures ( sens principale )

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min (2.h ; 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min (2.h ; 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures inférieures ( sens secondaire )

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### 4)- Condition de non poinçonnement :(Art A.5.2.42 / BAEL 91)

À l'état limite ultime, la force de résistante au poinçonnement ( $Q_u$ ) est déterminée par les Formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable due à la présence d'un ferrailage horizontales.

$$Q_u < 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}.$$

Avec

$Q_u$  : Charge de calcul à l'ELU.

$$Q_u = 1,35.G = 1,35 \times 80 = 108 \text{ KN}.$$

$\mu_c$  : Périmètre du contour de l'aire sur lequel agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$\mu_c = 2.(U + V) = 2 \times (95 + 95) = 380 \text{ cm} = 3,80 \text{ m}.$$

$h$  : Épaisseur total de la dalle .

Donc

$$0,045 \times 3,80 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 427,5 \text{ KN} > Q_u = 108 \text{ KN.} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### 5)- Vérification des contraintes tangentielles

On doit vérifiée que

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} < 0,07 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{ MPa}.$$

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de ( U ) : } \rightarrow T_{\max} = \frac{Q_u}{3 \times V} = \frac{108}{3 \times 0,95} = 37,90 \text{ KN.}$$

$$\text{Au milieu de ( V ) : } \rightarrow T_{\max} = \frac{Q_u}{2.U+V} = \frac{108}{2 \times 0,95 + 0,95} = 37,90 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{37,90 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,29 \text{ MPa .}$$

$$\tau_u = 0,29 \text{ MPa} < 1,16 \text{ MPa . } \Rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

### III.4.2.5 Calcul à l'ELS

#### a)- Les moments de flexion au centre du panneau de dalle

$$M_x^I = p_1 \times (M_1 + v.M_2) \Rightarrow \text{à l'ELS ( } v = 0,2 \text{ ).}$$

$$M_y^I = p_1 \times (M_2 + v.M_1) \Rightarrow \text{à l'ELU ( } v = 0,2 \text{ ).}$$

$$p_1 = q_s = 80 \text{ KN.}$$

Donc

$$M_x^I = 80 \times 0,051 = 4,080 \text{ KN.m .}$$

$$M_y^I = 80 \times 0,038 = 3,040 \text{ KN.m .}$$

#### b)- Evaluation des moments $M_x^{II}$ et $M_y^{II}$ dus au poids propre de la dalle

$$M_x^{II} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot$$

$$M_y^{II} = \mu_y \cdot M_x^{II} \cdot$$

Avec (  $\mu_x$  ) et (  $\mu_y$  ) coefficients donnés en fonction de (  $\rho$  ).

$$\rho = 0,95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0483 \\ \mu_y = 0,923 \end{cases}$$

Poids de la dalle (  $q_s$  )

$$q_s = G + Q = ( 25 \times 0,15 \times 1 ) + 1 = 4,75 \text{ KN/m}_L \cdot$$

Donc

$$M_x^{II} = 0,0483 \times 4,75 \times 1 = 0,229 \text{ KN.m .}$$

$$M_y^{II} = 0,923 \times 0,229 = 0,211 \text{ KN.m .}$$

#### c)- Superposition des moments

$$M_x = M_x^I + M_x^{II} = 4,080 + 0,229 = 4,309 \text{ KN.m .}$$

$$M_y = M_y^I + M_y^{II} = 3,040 + 0,211 = 3,251 \text{ KN.m .}$$

#### Remarque

Ces moments (  $M_x$  ) et (  $M_y$  ) seront minorés en leur affectant le coefficient ( 0,85 ) en travée et ( 0,30 ) sur appuis afin de tenir compte de la continuité des voiles.

#### d)- Calcul de la section d'armature

Dans nos calculs, on va considérer une bande de ( 1 m ) de la dalle ,tel que ses caractéristiques sont

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = h_t - 2 = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

**1- Dans le sens de la petite portée (  $x\bar{x}$  )****1-1- Sur appuis**

$$M_a = 0,30.M_x = 0,30 \times 4,309 = 1,292 \text{ KN.m .}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b.d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{1,292 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0053 < \mu_b = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,0053 \Rightarrow \beta = 0,885.$$

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

$$A_{sa} = \frac{1,292 \times 10^3}{0,885 \times 13 \times 348} = 0,32 \text{ cm}^2.$$

On opte pour

$$4\text{HA6} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

**1-2 En travée**

$$M_t = 0,85.M_x = 0,85 \times 4,309 = 3,662 \text{ KN.m .}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b.d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{3,662 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,015 < \mu_b = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,015 \Rightarrow \beta = 0,828.$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{3,662 \times 10^3}{0,828 \times 13 \times 348} = 0,97 \text{ cm}^2.$$

On opte pour

$$4\text{HA6} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

**2- Dans le sens de la grande portée (  $y\bar{y}$  )****2-1- Sur appuis**

$$M_a = 0,30.M_y = 0,30 \times 3,251 = 0,975 \text{ KN.m .}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b.d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{0,975 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,004 < \mu_b = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,004 \Rightarrow \beta = 0,898.$$

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

$$A_{sa} = \frac{0,975 \times 10^3}{0,898 \times 13 \times 348} = 0,23 \text{ cm}^2.$$

On opte pour

$$4\text{HA6} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

**2-2 En travée**

$$M_t = 0,85.M_y = 0,85 \times 3,251 = 2,763 \text{ KN.m .}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{2,763 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,011 < \mu_b = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,011 \Rightarrow \beta = 0,844.$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{2,763 \times 10^3}{0,844 \times 13 \times 348} = 0,72 \text{ cm}^2.$$

On opte pour

$$4\text{HA6} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

### Conclusion :

les armatures adoptées à l'ELU sont largement suffisantes.

### III.4.2.6 Vérification à L'ELS

#### 1)- Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \text{ et } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

Pour trouver le ( $K$ ) et le ( $\beta_1$ ) nous devons calculer le ( $\rho_1$ ) tel que :  $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d}$

#### 1.1- Dans le sens de la petite portée ( $x\bar{x}$ )

##### a) Sur appuis

$$A_s = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,15 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 63,12 \\ \beta_1 = 0,936 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{1,292 \times 10^3}{0,936 \times 13 \times 2,01} = 52,82 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{52,82}{63,12} = 0,83 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

##### b) En travée

$$A_s = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 2,05}{100 \times 13} = 0,15 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 63,12 \\ \beta_1 = 0,936 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{3,662 \times 10^3}{0,936 \times 13 \times 2,05} = 149,72 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{149,72}{63,12} = 2,37 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### 1.2- Dans le sens de la grande portée ( $y\bar{y}$ )

##### a) Sur appuis

$$A_s = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,15 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 63,12 \\ \beta_1 = 0,936 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{0,975 \times 10^3}{0,936 \times 13 \times 2,01} = 39,86 \text{ MPa .}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{39,86}{63,12} = 0,63 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### b) En travée

$$A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 2,05}{100 \times 13} = 0,15 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 63,12 \\ \beta_1 = 0,936 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{2,763 \times 10^3}{0,936 \times 13 \times 2,05} = 110,76 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{110,76}{63,12} = 1,75 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

### 2)- Etat limite de fissuration

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

### 3)- Vérification de la flèche :( B.6.5.2 / BEAL 91 )

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyé sur quatre cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$a) \frac{h_t}{L_x} = \frac{15}{100} = 0,15 \geq \frac{M_x}{20 \cdot M_{tx}} .$$

$M_{tx}$  : Moment en travée dans le sens (  $x\bar{x}$  ).

$M_x$  : Moment isostatique dans le sens (  $x\bar{x}$  ).

$$\frac{h_t}{L_x} = \frac{15}{100} = 0,15 \geq \frac{M_{tx}}{20 \cdot M_x} = \frac{4,309}{20 \times 3,662} = 0,05 . \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$b) \frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{2,01}{100 \times 13} = 0,0015 \leq \frac{2}{400} = 0,005 . \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### Conclusion

Les deux conditions sont vérifiées, on se dispensera du calcul de la flèche.

### III.4.3 Conclusion générale

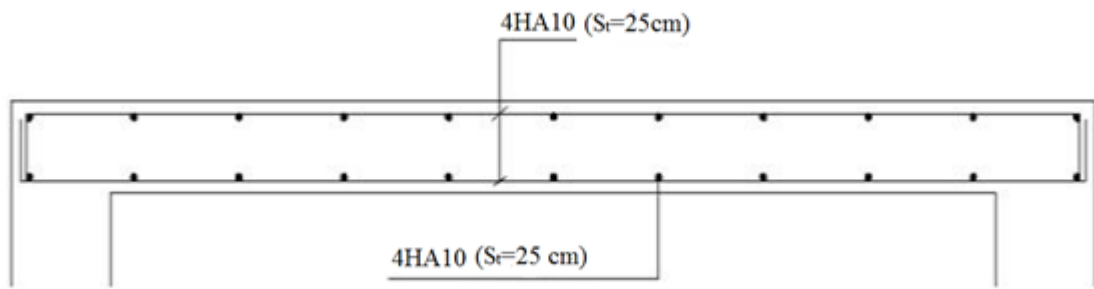
Le ferrailage de la dalle de la salle machine est comme suit :

En travées

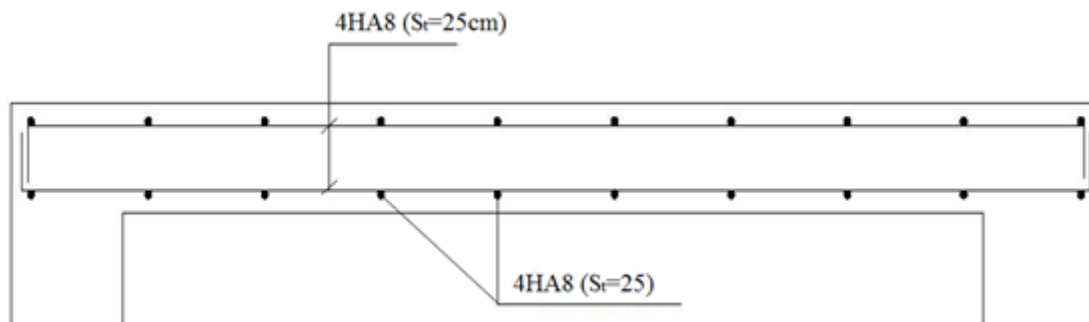
4HA8 (sens x-x) ,  $S_t=25\text{cm}$  .                      4HA8 (sens y-y) ,  $S_t=25\text{cm}$  .

En appuis

4HA8 (sens x-x) ,  $S_t=25\text{cm}$  .                      4HA8 (sens y-y) ,  $S_t=25\text{cm}$  .



**Figure. III.18** Plan de ferrailage de la salle machine selon le sens  $xx'$



**Figure. III.19** Plan de ferrailage de la salle machine selon le sens  $yy'$

### III.5 CALCUL DES ESCALIERS

#### III.5.1 Introduction

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, qui permettent le passage d'un niveau à l'autre.

#### III.5.2 Les différents types d'escaliers

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

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

#### III.5.3 Terminologie et Définitions

Ce sous chapitre définit les différents étapes de calcul d'un escalier qui sont :

- Le dimensionnement
- Calcul des efforts internes
- Le ferrailage à l'ELU
- Les vérifications à l'ELS et l'ELU

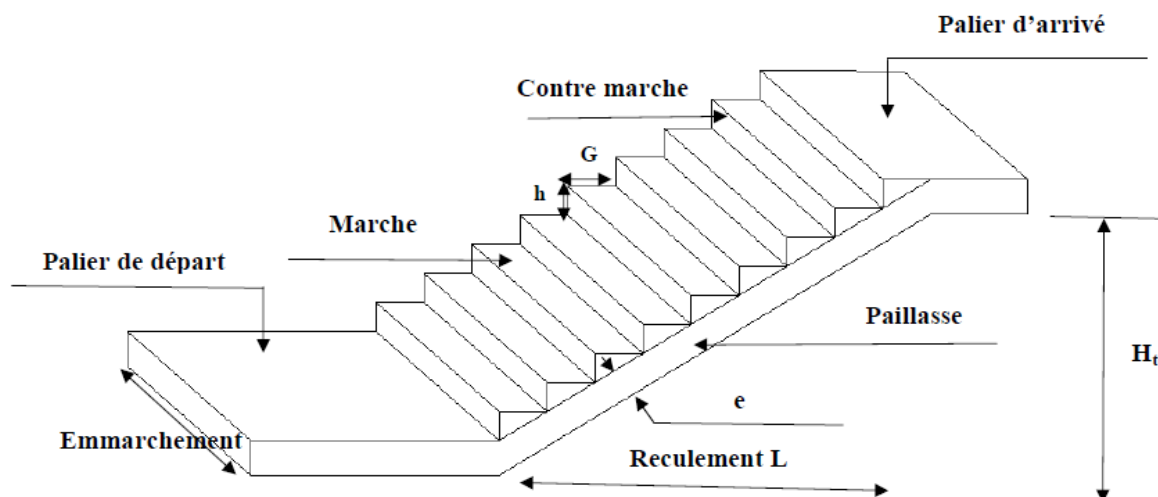
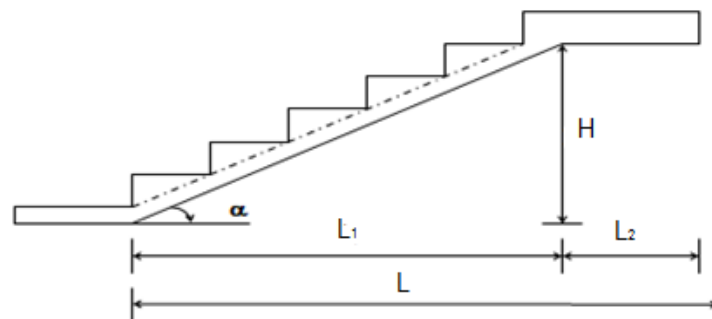


Figure.III.20 Schéma de l'escalier.

- **g** : Largeur de la marche ;
- **h** : Hauteur de la contre marche ;
- **e** : épaisseur de la paillasse et de palier ;
- **H** : hauteur de la volée ;
- **La marche**: est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale ; sa forme en plan Peut être (rectangulaire, trapézoïdale, arrondie...etc) ;

- **La contre marche:** est la partie verticale entre deux marches ;
- **Une volée:** est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs ;
- **Un palier:** est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées Intermédiaires ;
- **L'embranchement (E):** représente la largeur de la marche ;
- **La paillasse:** est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre Marches ;
- $L_2$  : largeur du palier ;
- $L_1$  : longueur de la paillasse projetée ;
- $L$  : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier ;



**Figure.III.21** Coupe d'un escalier.

Du côté du vide, les volées et paliers sont munis d'un garde corps ou rampe, deux volées parallèles sont réunies par un ou plusieurs paliers ou par un quartier tournant.

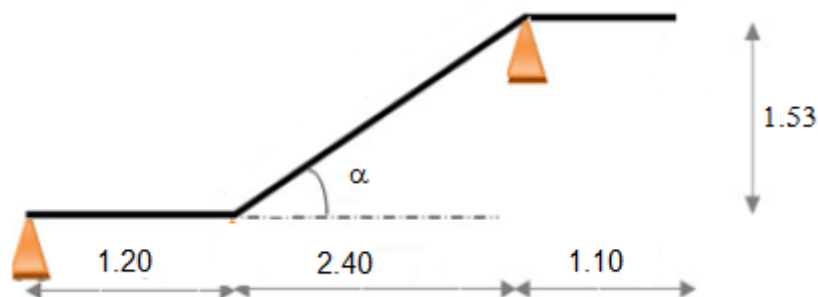
### III.5.4 Pré dimensionnement de l'escalier a calculé

Notre immeuble comporte (02) types d'escalier, conçu en béton armé coulés sur place.

-1<sup>er</sup> escalier à deux (02) volées.

-2<sup>eme</sup> escalier à trois (03) volées.

#### 1<sup>er</sup> cas : escalier droit



**Figure.III.22** Schéma statique de l'escalier.

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL qui est la suivante :

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

- **Hauteur de la contre marche**

On a:  $16.5\text{ cm} \leq h \leq 17.5\text{ cm}$  → On prend **h = 17 cm.**

- **Nombre de contre marches**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \quad \rightarrow \quad \text{On prend } \mathbf{n = 9}$$

- **Nombre de marches**

$$M = n - 1 = 9 - 1 = 8$$

- **Le giron**

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30\text{ cm}$$

- **Vérification de la relation de BLONDEL**

On doit s'assurer que :  $60\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$

$$\text{Nous avons } \begin{cases} g = 30\text{ cm} \\ \text{et} \\ h = 17\text{ cm} \end{cases}$$

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64\text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Etude de la volée**

On doit vérifiée la condition suivante :

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

$$\text{Avec : } L_0 = L' + L_{\text{palier}}$$

$L'$  : La portée de la paillasse

$$L' = \frac{L}{\cos \alpha}$$

$$\text{Nous avons : } \text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.53}{2.40} = 0.637 \quad \rightarrow \quad \alpha = 32.5^\circ$$

$$\cos \alpha = 0.843^\circ$$

$$\text{Donc La portée } L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{0.843} = 284.69\text{ cm}$$

$$\frac{284.69 + 110}{30} \leq e_p \leq \frac{284.69 + 110}{20} \Rightarrow 13.15 \leq e_p \leq 19.73$$

Soit :  $e_p = 18\text{ cm}$

**N.B :** On prend la même épaisseur pour le palier →  **$e_{\text{palier}}=18\text{cm}$**

### III.5.5 Détermination des charges et surcharges

Le calcul se fera pour un mètre d'embranchement et une bande de 1 mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

#### A. Les charges permanentes

- **Palier**

**Tab.1** Charge permanente du palier.

Elément	Poids (Kg/m <sup>2</sup> )
Poids propre de la dalle	3.75
Poids du revêtement (carrelage+mortier+sable+enduit)	1.57
	<b>5.32</b>

- **Volée**

**Tab.2** Charge permanente de la volée.

Elément	Poids (Kg/m <sup>2</sup> )
-Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times ep}{\cos \alpha} = 5.34$
Poids propre des marches (17 cm)	$\frac{25 \times 0.17}{2} = 2.125$
-Revêtement de carrelage (2 cm)	$22 \times 0.02 = 0.44$
- Mortier de pose (2 cm)	$22 \times 0.02 = 0.44$
- Couche de sable (2 cm)	$18 \times 0.02 = 0.36$
- Enduit de ciment (1,5 cm)	$22 \times 0.015 = 0.33$
-Poids propre du garde corps	$0.02 \times 10 = 0.20$
	<b>9.23</b>

#### B. Les charges d'exploitations

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR D-C22 est :

$$Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ Kn /ml}$$

#### C. Les combinaison des charges et surcharges

- **États limite ultime ELU**

##### Palier

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.32 + 1.5 \times 2.5 = 10.93 \text{ kn/ml}$$

**Volée**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 9.23 + 1.5 \times 2.5 = 16.21 \text{ kn/ml}$$

**Charge concentrée**

$$q_u = 1.35 G_{\text{mur}} \times (h - e_p) = 1.35 \times 2.36 \times (3.06 - 0.20) = 9.11 \text{ kn/ml}$$

- États limite de service ELS

**Palier**

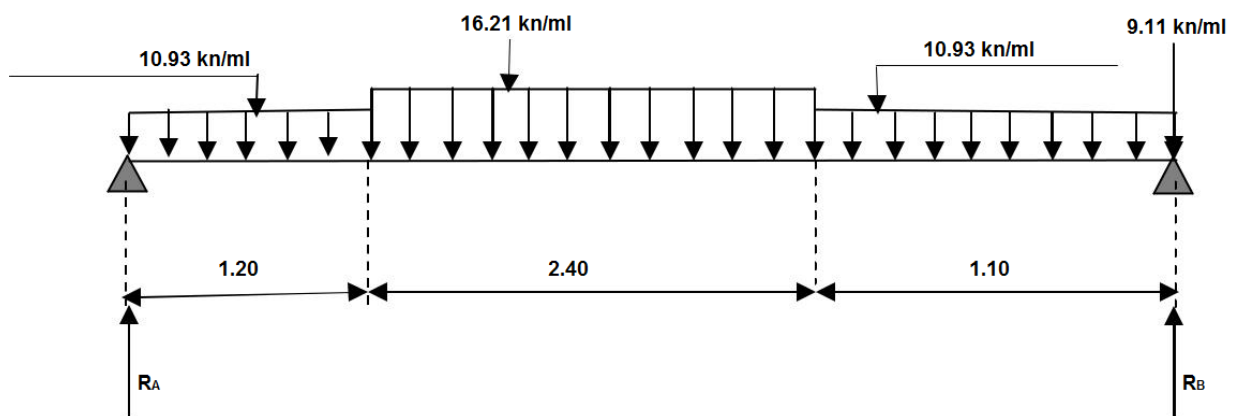
$$q_s = G + Q = 5.32 + 2.5 = 7.82 \text{ kn/ml}$$

**Volée**

$$q_s = G + Q = 9.23 + 2.5 = 11.73 \text{ kn/ml}$$

**Charge concentrée**

$$q_s = G_{\text{mur}} \times (h - e_p) = 2.36 \times (3.06 - 0.20) = 6.75 \text{ kn/ml}$$

**III.5.6 Calcul des efforts internes à l'ELU****Figure.III.23** Schéma statique à l'ELU.**A. Les réactions d'appuis**

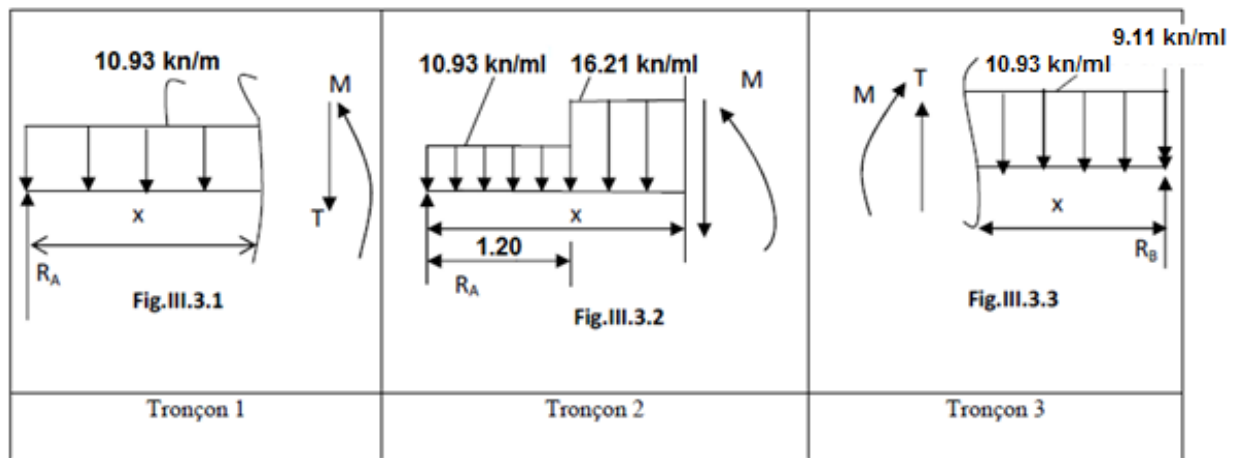
$$\sum M/A = -4.7 R_B + (9.11 \times 4.7) + (10.93 \times 1.20) \left(\frac{1.20}{2}\right) + (16.21 \times 2.40) \left(\frac{2.4}{2} + 1.20\right) + (10.93 \times 1.10) \left(\frac{1.10}{2} + 3.60\right).$$

$$\sum M/A = -4.7 R_B + 42.81 + 7.87 + 93.37 + 49.89 \quad \rightarrow \quad R_B = 41.26 \text{ KN}$$

$$\sum F=0 \quad \rightarrow \quad R_A + R_B - 9.11 - (10.93 \times 1.20) - (16.21 \times 2.40) - (10.93 \times 1.10) = 0$$

$$R_A = 73.15 - R_B = 31.89 \quad \rightarrow \quad R_A = 31.89 \text{ KN}$$

## B. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant



### 1<sup>er</sup> Tronçon $0 \leq x \leq 1.20$

$$R_A = 31.89 \text{ KN}$$

$$R_B = 41.26 \text{ KN}$$

#### *Efforts tranchants*

$$T(x) = -10.93x + 31.89$$

$$T(0) = -10.93(0) + 31.89 = 31.89 \text{ kn}$$

$$T(1.20) = -10.93(1.20) + 31.89 = 18.77 \text{ kn}$$

#### *Moments fléchissant*

$$M(x) = -5.46x^2 + 31.89x$$

$$M(0) = -5.46(0) + 31.89(0) = 0$$

$$M(1.20) = 31.89(1.20) - 5.46(1.20)^2 = 30.40 \text{ kn.m}$$

### 2<sup>eme</sup> Tronçon $1.20 \leq x \leq 2.40$

#### *Efforts tranchants*

$$T(x) = -16.21x + 38.23$$

$$T(1.20) = -16.21(1.20) + 38.23 = 38.23 \text{ kn}$$

$$T(2.40) = -16.21(2.40) + 38.23 = -0.674 \text{ kn}$$

#### *Moments fléchissant*

$$M(x) = -8.10x^2 - 3.39x + 37.81$$

$$M(1.20) = 37.81 \text{ kn.m}$$

$$M(2.40) = 8.10(2.40)^2 + 24.02(2.40) + 16.39 = 27.38 \text{ kn.m}$$

**3<sup>eme</sup> Tronçon**       $0 \leq x \leq 1.10$ **Efforts tranchants**

$$T(x) = 10.93x - 32.15$$

$$T(0) = -32.15 \text{ kn}$$

$$T(1.10) = -32.15 + 10.93 (1.10) = -20.12 \text{ kn}$$

**Moments fléchissant**

$$M(x) = -5.46 x^2 + 32.15x$$

$$M(0) = 0 \text{ kn.m}$$

$$M(1.10) = -5.46 (1.10)^2 + 32.15 x (1.10) = 28.75 \text{ kn.m}$$

On a :  $T = 10.93x - 32.15$  et  $M = -5.46 x^2 + 32.15x$

Pour  $T=0 \rightarrow x = 2,94 \text{ m}$

Le moment  $M(x)$  est maximal pour la valeur  $x = 2.94 \text{ m}$ .

$$\rightarrow M_{\max} = M(2,94) = 40,72 \text{ kn.m}$$

**Remarque**

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- **Aux appuis** :  $M_{u \text{ appuis}} = -0.3 M_{\max} = -12.22 \text{ kN.m}$
- **En travées** :  $M_{u \text{ travée}} = 0.85 M_{\max} = 34.61 \text{ kN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

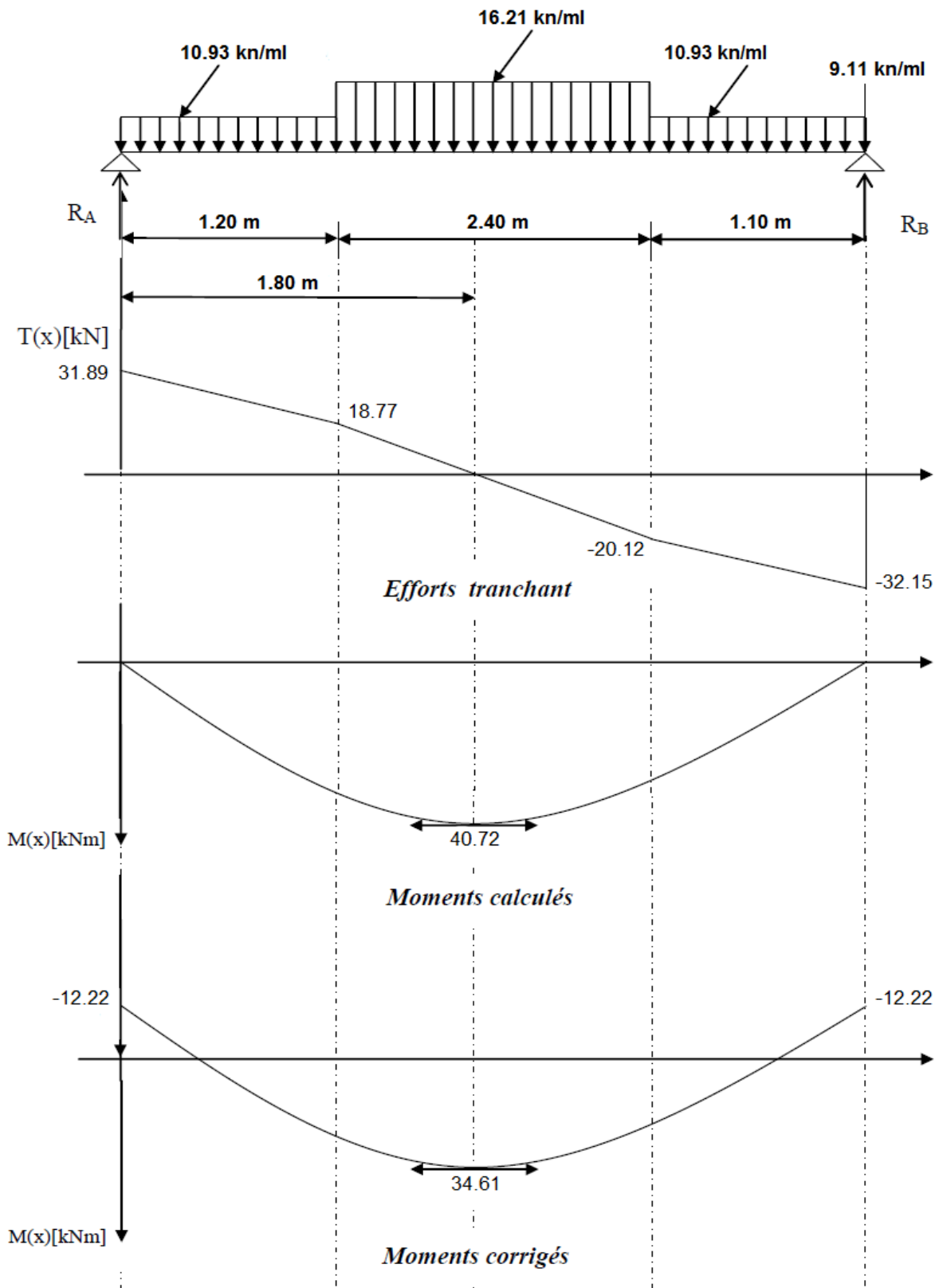
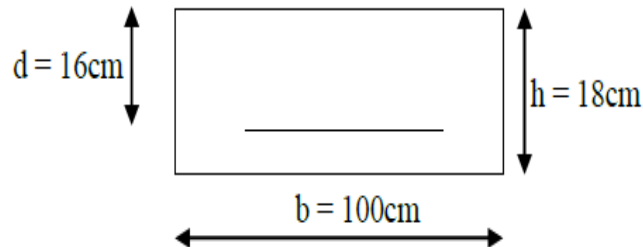


Figure.III.24 Diagramme des efforts internes à l'ELU.

### III.5.7 Calcul des armatures

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment.  $h=18\text{ cm}$   $c=2\text{ cm}$   $d=h-c=16\text{ cm}$   $b=100\text{ cm}$



#### ❖ Aux appuis

$$M_{ua} = 12.22 \text{ Kn.m}$$

##### • Armatures principales

$$\mu = \frac{M_{ua}}{bd^2f_{bu}} = \frac{12.22 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.20} = 0.033 < \mu_r = 0.392$$

⇒ La section est simplement armée

$$\mu = 0.033 \rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12.22 \times 10^3}{0.983 \times 16 \times 348} = 2.23 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4 HA10/ml** ( $A_a = 3.14 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de **St = 25 cm**.

##### • Armatures de répartitions

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

On opte pour : **4HA8/ml** ( $A_r = 2.01 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de **St = 25 cm**.

#### ❖ En travées

$$M_{ut} = 34.61 \text{ KN.m}$$

##### • Armature Principale

$$\mu = \frac{M_{ut}}{bd^2f_{bu}} = \frac{34.61 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.20} = 0.095 < \mu_r = 0.392$$

→ La section est simplement armée.

$$\mu = 0.095 \rightarrow \beta = 0.950$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{34.61 \times 10^3}{0.950 \times 16 \times 348} = 6.54 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **7HA12/ml** ( $A_t = 7.92 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de  $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6.54}{4} = 1.635 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA8/ml** ( $A_r = 2.01 \text{ cm}^2$ ), avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

### III.5.6 Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité (BAEL91 : Art A.4.2, 1)**

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 16 \times \frac{2.1}{400} = 1.93 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis:**  $A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.93 \text{ cm}^2$
- **En travée :**  $A_t = 7.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.93 \text{ cm}^2$

**Condition vérifiée.**

**Condition vérifiée.**

- **Contrainte tangentielle (BAEL, Art A.5.1.)**

$$T_{umax} = 32.15 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{bd} = \frac{32.15 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0.201 \text{ MPA}$$

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

$\tau_u = 0.201 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA}$ ..... La condition est vérifiée.

### Remarque

Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3)**

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9d \sum U_i} \quad \text{Avec} \quad \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$T_{\max} = 32.15 \text{ KN}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 7 \times 3.14 \times 1.4 = 30.772 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{32.15 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 307.72} = 0.72 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 0.72 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Longueur de scellement**

La longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec :} \quad \tau_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Soit : } L_s = 50 \text{ cm}$$

Comme  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre, les armatures doivent comportés des crochets

La longueur de scellement mesurée hors crochets est :  $L_t = 0.4 L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$

- **Espacement des barres**

**-Armatures principale**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis: } e=25\text{cm} \\ \text{En travées : } e = 15\text{cm} \end{array} \right\} < \text{Min} \{3h, 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} \dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

**-Armatures de répartition**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis: } e=25\text{cm} \\ \text{En travées : } e = 25\text{cm} \end{array} \right\} < \text{Min} \{4h, 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

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

**Influence sur le béton**

$$T_u \leq \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9d \times b}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 160 \times 10^3 \times 10^{-3}}{1.5} = 960 \text{ KN}$$

$$T_{u\max} = 32.15 < 960 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

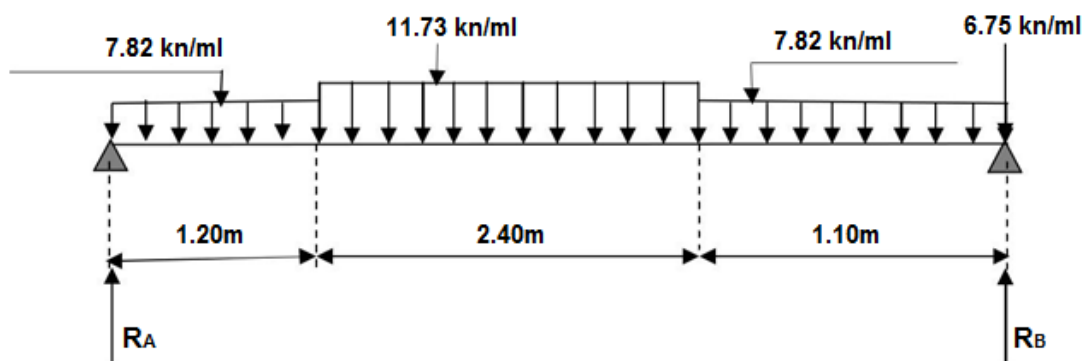
**Influence sur les armatures**

On doit vérifier que :  $A_a \geq \frac{T_{umax}}{\sigma_{st}}$

$$\frac{T_{umax}}{\sigma_{st}} = \frac{32.15 \times 10^3}{348} = 92.38 \text{ mm}^2$$

$$A_{adopté} = 3.14 \text{ cm}^2 > 0.92 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

**III.5.7 Calcul des efforts internes à l'ELS**

**Figure.III.25** Schéma statique a l'ELS.

**A. Les réactions d'appuis**

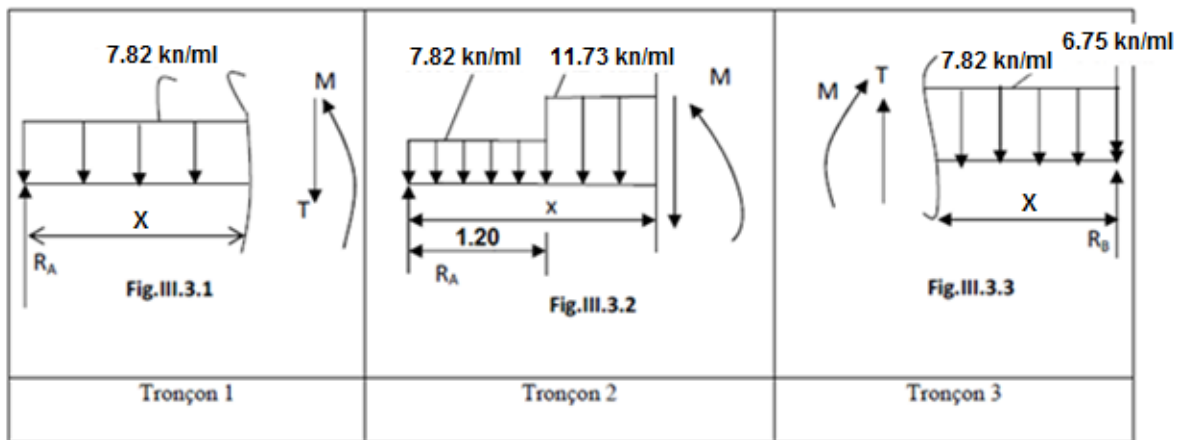
$$\sum M/A = -4.7 R_B + (6.75 \times 4.7) + (7.82 \times 1.20) \left(\frac{1.20}{2}\right) + (11.73 \times 2.40) \left(\frac{2.40}{2} + 1.20\right) + (7.82 \times 1.10) \left(\frac{1.10}{2} + 3.60\right).$$

$$\sum M/A = -4.7 R_B + 31.72 + 5.63 + 67.56 + 35.70 \quad \rightarrow \quad \mathbf{R_B = 29.92 \text{ KN}}$$

$$\sum F=0 \quad \rightarrow \quad R_A + R_B - 6.75 - (7.82 \times 1.20) - (11.73 \times 2.40) - (7.82 \times 1.10) = 0$$

$$R_A = 52.89 - R_B = 31.89 \quad \rightarrow \quad \mathbf{R_A = 22.97 \text{ KN}}$$

## B. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant



### 1<sup>er</sup> Tronçon $0 \leq x \leq 1.20$

$$R_A = 22.97 \text{ KN}$$

$$R_B = 29.92 \text{ KN}$$

#### *Efforts tranchants*

$$T(x) = -7.82x + 22.97$$

$$T(0) = -7.82(0) + 22.97 = 22.97 \text{ kn}$$

$$T(1.20) = -7.82(1.20) + 22.97 = 13.58 \text{ kn}$$

#### *Moments fléchissant*

$$M(x) = -3.91x^2 + 22.97x$$

$$M(0) = -3.91(0) - 22.97(0) = 0$$

$$M(1.20) = 22.97(1.20) - 3.91(1.20)^2 = 21.93 \text{ kn.m}$$

### 2<sup>eme</sup> Tronçon $1.20 \leq x \leq 2.40$

#### *Efforts tranchants*

$$T(x) = -11.73x + 27.66$$

$$T(1.20) = -11.73(0) + 27.66 = 27.66 \text{ kn}$$

$$T(2.40) = -11.73(2.40) + 27.66 = -0.49 \text{ kn}$$

#### *Moments fléchissant*

$$M(x) = -11.73x^2 + 41.74x - 11.27$$

$$M(1.20) = 21.92 \text{ kn.m}$$

$$M(2.40) = -11.73(2.40)^2 + 41.74(2.40) - 11.27 = 21.34 \text{ kn.m}$$

**3<sup>eme</sup> Tronçon**       $0 \leq x \leq 1.10$ **Efforts tranchants**

$$T(x) = 7.82x - 23.17$$

$$T(0) = -23.17 \text{ kn}$$

$$T(1.10) = -23.17 + 7.82 (1.10) = -14.56 \text{ kn}$$

**Moments fléchissant**

$$M(x) = -3.91 x^2 + 23.17x$$

$$M(0) = 0 \text{ kn.m}$$

$$M(1.10) = -3.91 (1.10)^2 + 23.17 x (1.10) = 20.75 \text{ kn.m}$$

On a :  $T = 7.82x - 23.17$  et  $M = -3.91 x^2 + 23.17x$

Pour  $T=0 \rightarrow x = 2,96 \text{ m}$

Le moment  $M(x)$  est maximal pour la valeur  $x = 2.94 \text{ m}$ .

$\rightarrow M_{\max} = M(2,96) = 34.32 \text{ kn.m}$

**Remarque**

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- **Aux appuis** :  $M_{u \text{ appuis}} = -0.3 M_{\max} = -10.29 \text{ kN.m}$
- **En travées** :  $M_{u \text{ travée}} = 0.85 M_{\max} = 29.17 \text{ kN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

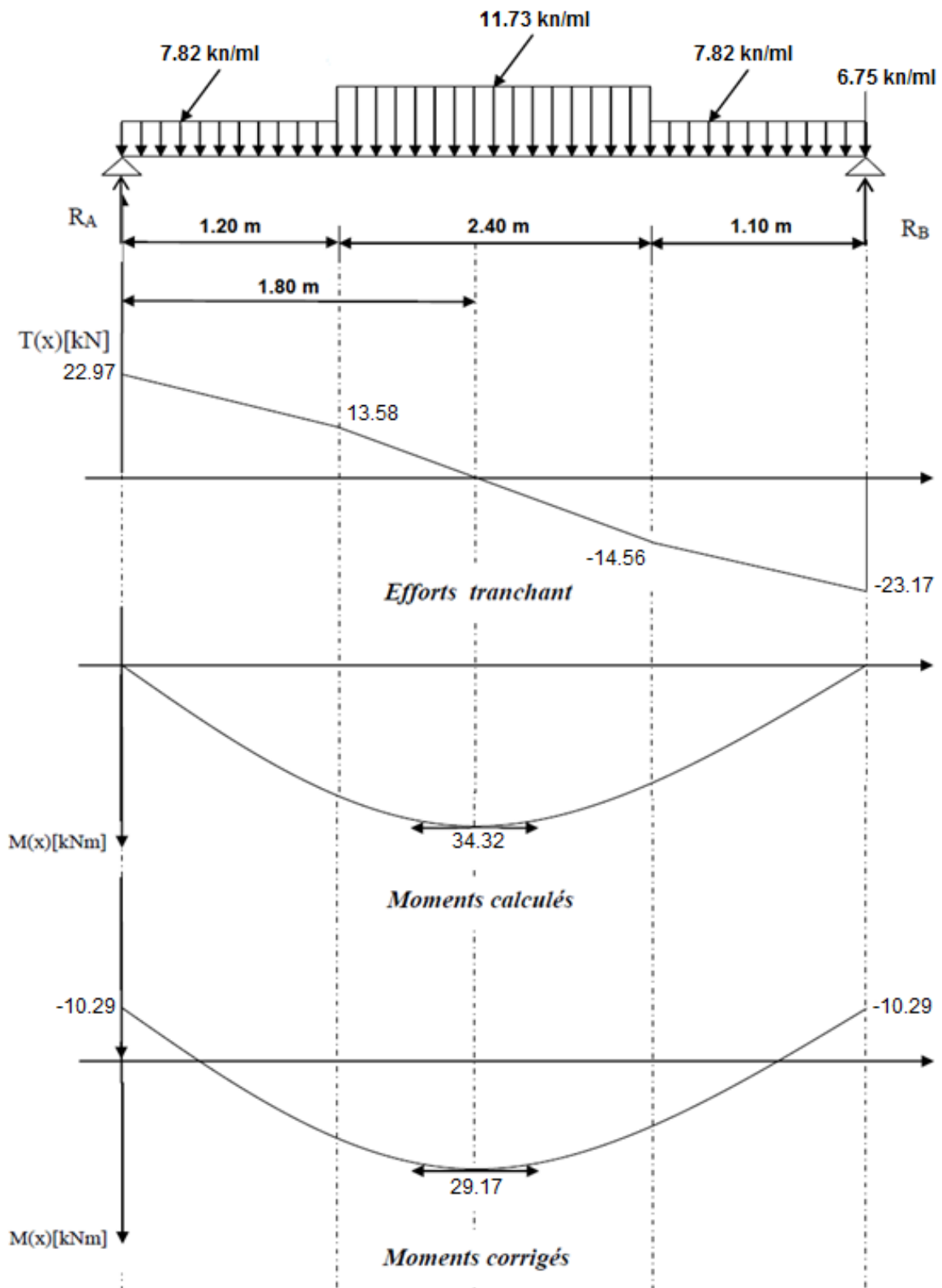


Figure.III.26 Diagramme des efforts internes à l'ELS.

- **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers**

La contrainte de compression dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6f_c28 = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$

- **Aux appuis**  $A_a = 3.14 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 16} = 0.196$$

$\rho = 0.196 \rightarrow$  Par interpolation linéaire on trouve :  $\beta = 0.9287$  ,  $k = 55.09$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{10.29 \times 10^6}{314 \times 0.9287 \times 160} = 220.54 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{220.54}{55.09} = 4 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travées**  $A_t = 7.92 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 7.92}{100 \times 16} = 0.495$$

$\rho = 0.495 \rightarrow$  Par interpolation linéaire on trouve :  $\beta = 0.893$  ,  $k = 31.73$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{29.17 \times 10^6}{792 \times 0.893 \times 160} = 257.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{257.8}{31.73} = 8.12 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL 91, Art A.5.34)**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à Effectué.

- **Etat limite de déformation**

Les règles de BAEL (Art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :  $H=18 \text{ cm}$

$L=4.9 \text{ m}$

$M_t$  : moment max en travée

$M_0$  : moment isostatique max en travée

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \leftrightarrow \frac{18}{490} = 0.037 < 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc on doit passer au calcul de la flèche tel que :  $f \leq \bar{f}$

$$\bar{f} = \frac{490}{500} = 0.98 \text{ mm}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I_0}$$

Avec :  $q_s = 12.125 \text{ kn/ml}$

**L:** Longueur libre

**E<sub>v</sub>:** Module de déformation longitudinale différée.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

### ❖ Calcul des paramètres

#### 1. Moment statique

**S<sub>xx</sub>:** Moment statique de la section homogénéisée

$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 7.92 \times 16 = 18100.8 \text{ cm}^2$$

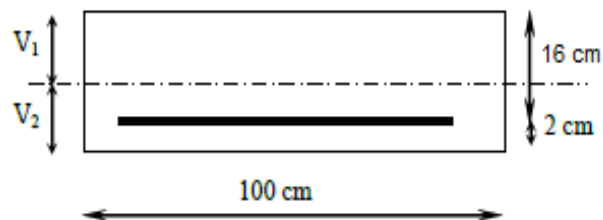
#### 2. Aire de la section homogénéisée

**B<sub>0</sub>:** Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 18) + (15 \times 7.92) = 1918.8 \text{ cm}^2$$

#### 3. Position du centre de gravité

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



$$\rightarrow V_1 = \frac{18100.8}{1918.8} = 9.43 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 18 - 9.43 = 8.57 \text{ cm}$$

#### 4. Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité

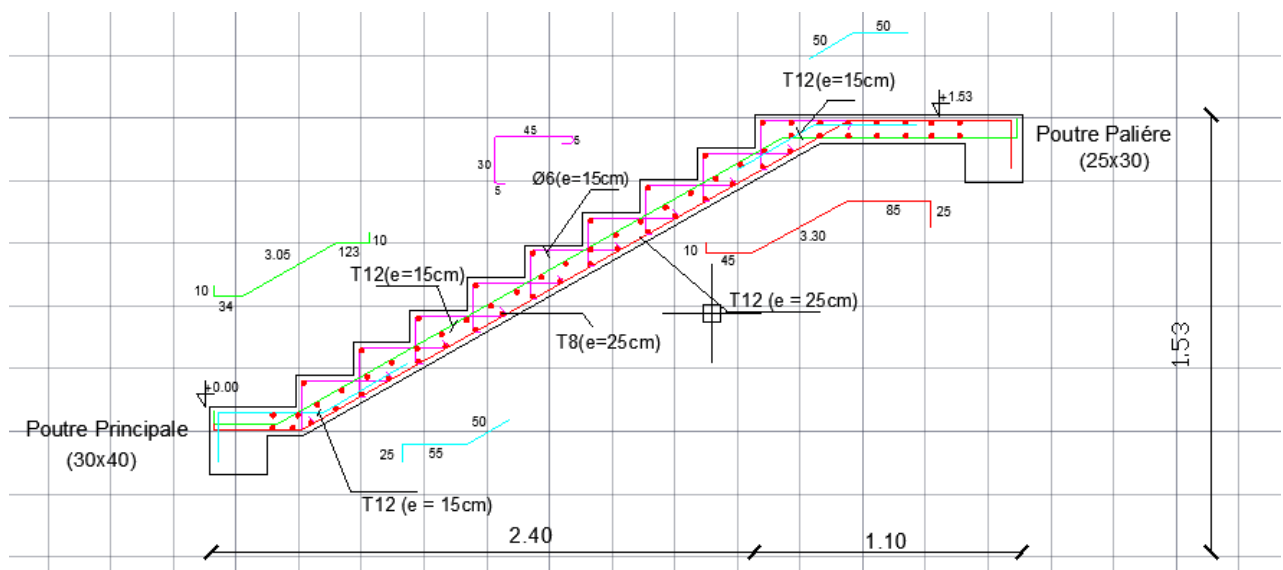
$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (9.43^3 + 8.57^3) + 15 \times 7.92 (8.42 - 2)^2$$

$$I_0 = 53829.33 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12.125 \times 10^3 \times 4.9^4}{10818.86 \times 10^6 \times 53829.33 \times 10^{-8}} = 0.015 \text{ cm}$$

$$f = 0.015 \text{ cm} < \bar{f} = 0.98 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$



**Fig.III.27** Schéma de ferrailage de l'escalier.

### Remarque

Pour faciliter la mise en œuvre des escaliers, on généralise sur l'ensemble des paillasse la même épaisseur et le même ferrailage calculés précédemment.

### III.5.8 Calcul de la poutre palière

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et les réactions du palier. Elle est partiellement encastree dans les poteaux. Sa portée est de 3.20 m (entre nus d'appuis).

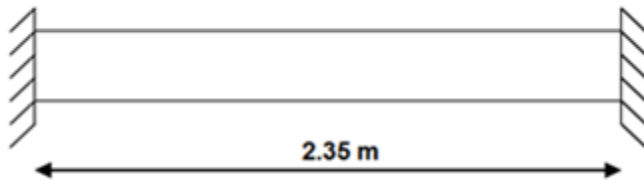


Figure.III.28. schéma de la poutre palière

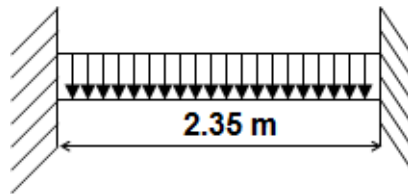
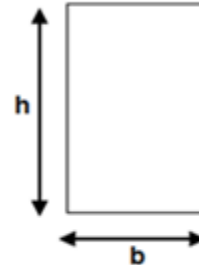


Figure.III.29 Schéma statique de la poutre palière.

#### a) Pré dimensionnement

La hauteur  $h_t$  est donnée par la relation suivante :

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

$L$  : Longueur libre entre nus d'appuis

$h_t$  : Hauteur de la portée

$$\frac{235}{15} \leq h_t \leq \frac{235}{10} \rightarrow 15.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 23.5 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 30 \text{ cm}$

La largeur  $b$  est donnée par la relation suivante :

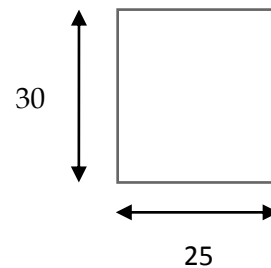
$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On prend :  $b = 25 \text{ cm}$

#### b) Recommandations de RPA (Art 7.5.1)

$b \geq 20 \text{ cm}$  ;  $h \geq 30 \text{ cm}$  → Condition vérifiée.

$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{30}{25} = 1.2 < 4$  → Condition vérifiée.



Notre poutre a pour dimensions (b x h) = (25 x 30) cm<sup>2</sup>

### c) Détermination des charges

-Poids propre de la poutre:  $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.30 = 1.875 \text{ kn/ml}$

-Poids du mur :  $G_M = 2.36 \times 2.76 = 6.51 \text{ kn/ml}$

-Réaction du palier à l'ELU:  $R_U = 41.26 \text{ Kn/ml}$

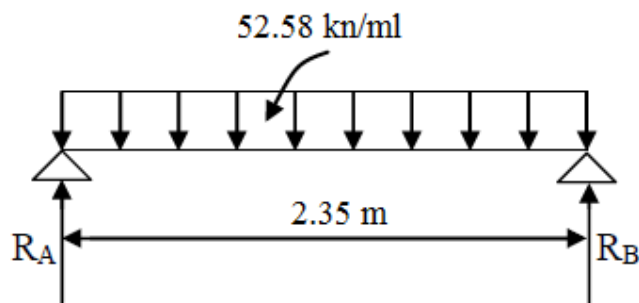
-Réaction du palier à l'ELS:  $R_S = 29.92 \text{ kn/ml}$

### d) Calcul à l'ELU

- **Calcul des efforts internes**

$$q_u = 1.35G + R_u$$

$$q_u = 1.35(1.875 + 6.51) + 41.26 = 52.58 \text{ kn/ml}$$



- **Réactions d'appuis**

$$\sum F = 0 \rightarrow R_A = R_B = \frac{q_u l}{2}$$

$$\rightarrow R_B = R_A = 61.78 \text{ kn}$$

- **Moment isostatique**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{52.58 \times (2.35)^2}{8} = 36.30 \text{ kn.m}$$

- **Effort tranchant**

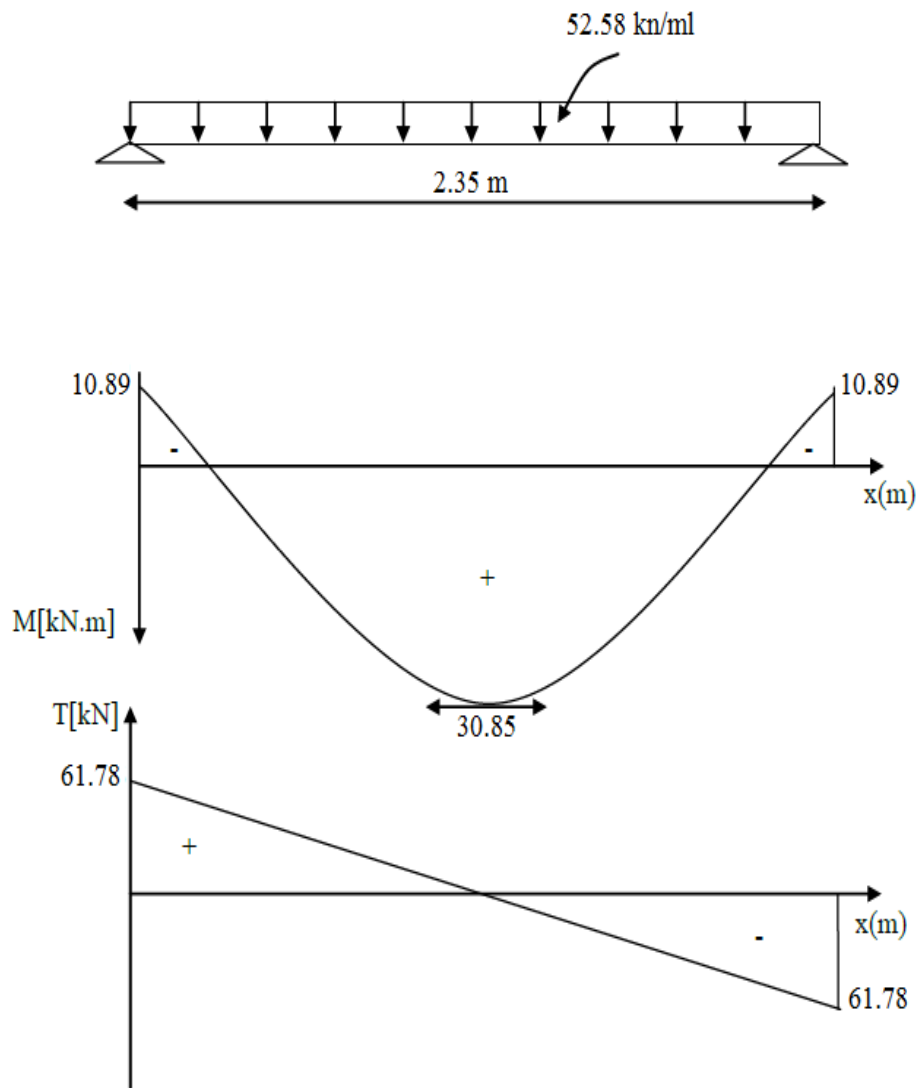
$$T_u = R_A = R_B = 61.78 \text{ kn}$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{ua} = -0.3M_u = -10.89 \text{ kn.m}$$

$$M_{ut} = 0.85M_u = 30.85 \text{ kn.m}$$

Les résultats sont sur le diagramme suivant :



**Figure.III.30** Diagrammes des efforts internes à l'ELU.

- **Ferrailage**

**En travées**

$$h = 30 \text{ cm} ; d = 27 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm} ; b = 25 \text{ cm}.$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{30.85 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.111$$

$$\mu = 0.111 < \mu_r = 0.392 \rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu = 0.111 \rightarrow \beta = 0.940$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \bar{\sigma}_{st}} = \frac{30.85 \times 10^3}{0.940 \times 28 \times 348} = 3.37 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_t = 3HA16 = 6.03 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{10.89 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.039$$

$$\mu = 0.039 < \mu_r = 0.392 \quad \rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu = 0.039 \rightarrow \beta = 0.980$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \bar{\sigma}_{st}} = \frac{10.89 \times 10^3}{0.980 \times 28 \times 348} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_a = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

**Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux (art 7.5.2.1)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$A_t = 3HA16 = 6.03 \text{ cm}^2 > 0.005 \times b \times h = 3.75 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_a = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2 > 3.75 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**e) Vérification à l'ELU**

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

$$A_{min} = 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_t = 6.03 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } A_a = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$\rightarrow$  La condition est vérifiée.

- **Contrainte tangentielle (BAEL, Art A.5.1.)**

$$T_{umax} = 61.78 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{bd} = \frac{61.78 \times 10^3}{250 \times 160} = 1.54 \text{ MPA}$$

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

$$\tau_u = 1.54 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ La condition est vérifiée.}$$

Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3)**

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{umax}}{0.9d \sum U_i} \quad \text{Avec} \quad \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$T_{umax} = 61.78 \text{ kn}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3.14 \times 16 = 150.72 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{61.78 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 150.72} = 1.62 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 1.62 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Longueur de scellement**

La longueur de scellement droit est donnée par la loi:

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s}$$

$$\text{Avec : } \tau_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

$$L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm}$$

→ Soit:  $L_s = 60 \text{ cm}$

Comme  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre, les armatures doivent comportés des crochets

La longueur de scellement mesurée hors crochets est :  $L_t = 0.4 L_s = 0.4 \times 60 = 24 \text{ cm}$

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

**Influence sur le béton**

$$T_u \leq \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9d \times b}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 280 \times 250 \times 10^{-3}}{1.5} = 420 \text{ KN}$$

$$T_{umax} = 61.78 < 420 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Influence sur les armatures**

On doit vérifier que :  $A_a \geq \frac{T_{umax}}{\sigma_{st}}$

$$\frac{T_{umax}}{\sigma_{st}} = \frac{61.78 \times 10^3}{348} = 177.53 \text{ mm}^2$$

$$A_{adopté} = 4.62 \text{ cm}^2 > 1.77 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

- **Les armatures transversales**

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi = \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 16 ; 8.57 ; 25 \} = 8.57 \text{ MPA}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8, soit la section d'armatures transversales

$$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

- **Espacement des armatures transversales**

D'après le **RPA2003 Art 7.5.2.2**, l'espacement est donné selon deux zones :

**En zone nodale**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\} = \min \{ 7.5 \text{ cm} ; 19.2 \text{ cm} \}$$

On prend :  $S_t = 10 \text{ cm}$

**En zone courante**

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

Selon le **RPA 99 modifié 2003** la section d'armatures transversale doit vérifiée :

$$A_t^{min} = 0.003 \times s_t \times b \leq A_t$$

$$A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.12 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**f) Calcul à l'ELS**

- **Combinaison des charges**

$$q_s = G + T_s$$

$$q_s = (1.875 + 6.51) + 29.92 = 38.30 \text{ kn/ml}$$

- **Le moment isostatique**

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{38.30 \times 2.35^2}{8} = 26.44 \text{ kn.m}$$

- **L'effort tranchant**

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{38.30 \times 2.35}{2} = 45 \text{ kn}$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{sa} = -0.3M_u = -7.93 \text{ kn.m}$$

$$M_{st} = 0.85M_u = 22.47 \text{ kn.m}$$

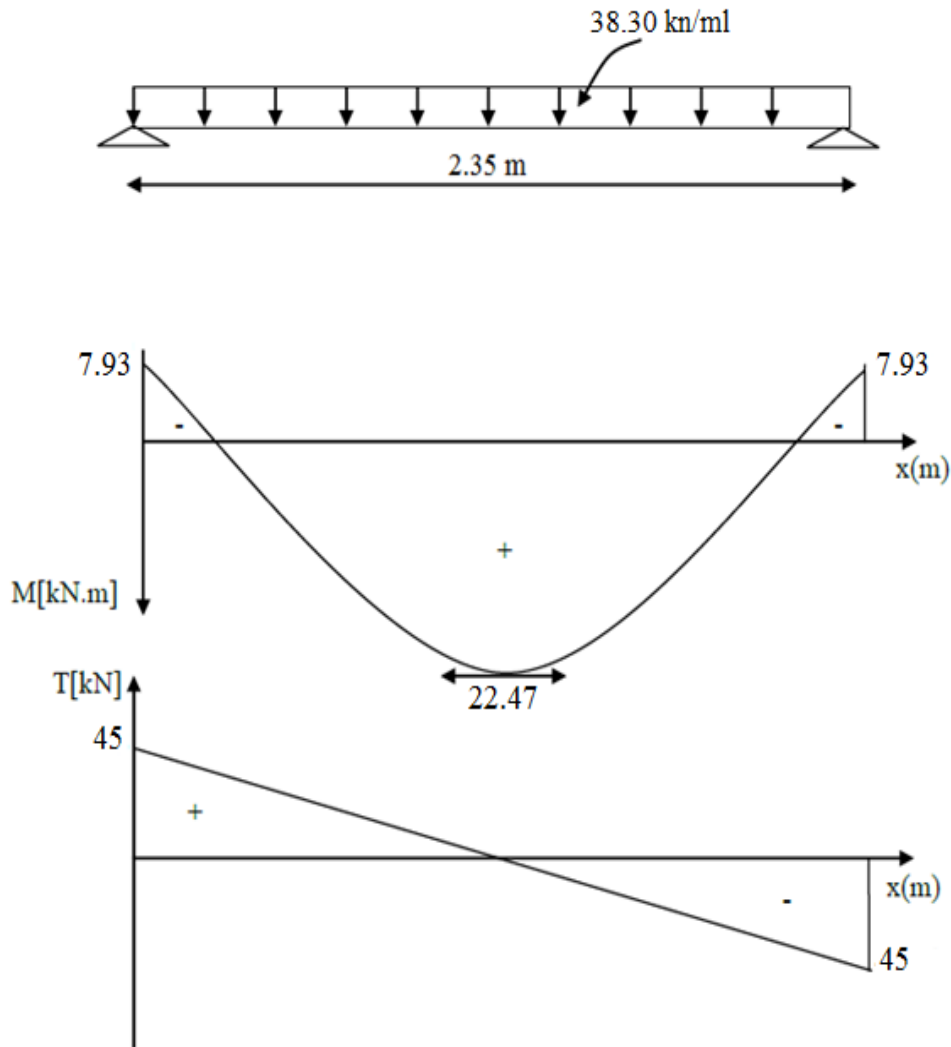


Figure.III.31 Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

- **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers**

- **Etat limite de compression du béton**

La contrainte de compression dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$

- **Aux appuis**  $A_a = 4.62 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 28} = 0.478$$

$$\rho = 0.478 \rightarrow \beta = 0.894, k = 32.21$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^s}{A_a \cdot \beta d} = \frac{7.93 \times 10^6}{462 \times 0.894 \times 280} = 68.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{68.57}{32.21} = 2.19 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travées**  $A_t = 6.03\text{cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 6.03}{25 \times 28} = 0.861$$

$\rho = 0.861 \rightarrow$  Par interpolation linéaire on trouve :  $\beta = 0.8688$  ,  $k = 23.1$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{22.47 \times 10^6}{603 \times 0.8688 \times 280} = 153.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{153.18}{23.1} = 6.63 \text{ Mpa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL 91, Art A.5.34)**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à Effectué.

- **Etat limite de déformation**

Les règles de BAEL (Art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :  $H=30 \text{ cm}$

$L=2.8 \text{ m}$

$M_t$  : moment max en travée

$M_0$  : moment isostatique max en travée

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \leftrightarrow \frac{30}{280} = 0.107 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \leftrightarrow 0.107 > \frac{22.47}{10 \times 26.42} = 0.085 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \leftrightarrow \frac{6.03}{25 \times 30} = 0.008 < 0.01 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire car les **3** conditions sont vérifiées.

### Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

g) Plan de ferrailage de la poutre palière

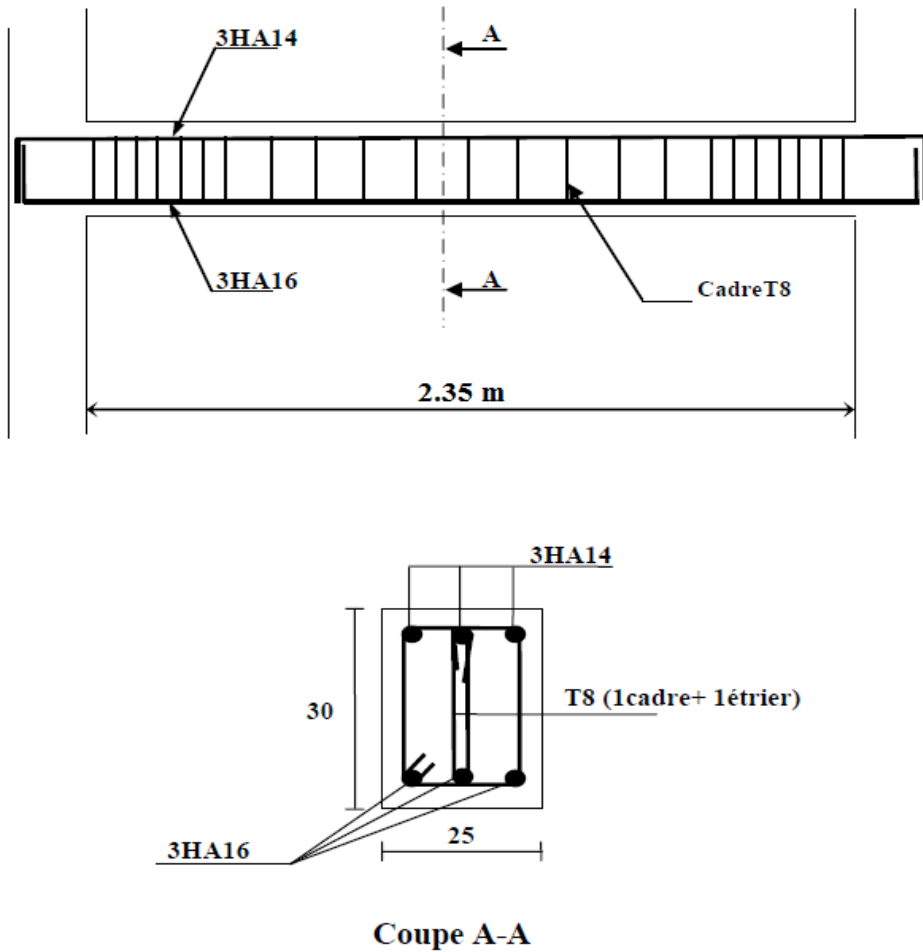


Figure III.32 Ferrailage de la poutre palière.

### III.6 CALCUL DES BALCONS

#### III.6.1 Introduction

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive, Soumis à des charges permanentes dues à son poids propre (  $G_1$  ) et au poids propre du Garde corps (  $G_2 = 1 \text{ KN/m}_L$  ).

Le balcon est constitué d'une dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde corps de hauteur (  $h = 1 \text{ m}$  ) en brique creuse de (  $10 \text{ cm}$  ) d'épaisseur.

L'épaisseur de la dalle pleine est donné par :

$$e_p = \frac{L}{10} = \frac{1,50}{10} = 0,15 \text{ m} = 15 \text{ cm} . \text{ Avec } ( L ) \text{ largeur du balcon .}$$

#### III.6.2 Détermination des Charge et surcharge du balcon

##### a) - Charges permanentes

D'après le chapitre ( II ),  $G_1 = 5,11 \text{ KN/m}^2$  .

##### b) - Charges concentrées

Poids propre du garde corps :  $G_2 = ( 0,1 \times 9 ) + ( 2 \times 0,02 \times 18 ) = 1,62 \text{ KN}$ .

##### c) - Surcharges d'exploitation

D'après le ( DTR ) :  $Q = 3,5 \text{ KN/ml}$ .

#### III.6.3 Calcul des balcons

Le balcon sera calculé en flexion simple pour une bande de 1m. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

##### III.6.3.1 Calcul à l'état limite ultime ( E.L.U )

##### 1) - Combinaisons des charges ( $1,35.G + 1,5.Q$ )

a) - Pour la dalle

$$q_u = 1,35 \times 5,11 + 1,5 \times 3,5 = 12,14 \text{ KN/m}_L .$$

b) - Pour le garde corps

$$g_u = 1,35 \times 1,62 = 2,187 \text{ KN/m}_L .$$

##### 2) - Moment due à l'encastrement

a) - Provoquer par la charge (  $q_u$  ) de la dalle pleine

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} .$$

$$M_u = \frac{12,14 \times 1,50^2}{2} = 13,65 \text{ KN.m .}$$

**b) - Provoquer par la surcharge ( $g_u$ ) du garde corps**

$$M_u = g_u.L$$

$$M_u = 2,187 \times 1,50 = 3,28 \text{ KN.m .}$$

**c) - Le moment total est**

$$M_u = \sum M_u .$$

$$M_u = 13,65 + 3,28 = 16,93 \text{ KN.m .}$$

### III.6.3.1.1 Ferrailage

**a) - Armatures principales**

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement .

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

$$\mu_u = \frac{16,93 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,07 < \mu_i = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,07 \quad \Rightarrow \beta = 0,964$$

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

$$A_{st} = \frac{16,93 \times 10^3}{0,964 \times 13 \times 348} = 3,88 \text{ cm}^2 .$$

On adopte : 4HA12  $\Rightarrow A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} .$

**b) - Armatures de répartition**

$$A_{str} = \frac{A_{st}}{4} .$$

$$A_{str} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 .$$

On adopte : 4HA8  $\Rightarrow A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

### III.6.3.1.2 Vérification à l'ELU

#### 1) - Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} = 1,56 \text{ cm}^2 < A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### 2) - Vérification au cisaillement

Il faut vérifier que

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u.$$

$$V_u = q_u \cdot L + g_u.$$

$$V_u = 12,14 \times 1,50 + 2,187 = 20,397 \text{ KN}$$

Donc

$$\tau_u = \frac{20,397 \times 10}{100 \times 13} = 0,15 \text{ MPa}.$$

Nous avons

$$\bar{\tau}_u = \min ( 0,1 \cdot f_{c28} ; 4 \text{ MPa} )$$

$$\bar{\tau}_u = \min ( 0,1 \times 25 ; 4 \text{ MPa} ) = 2,5 \text{ MPa}.$$

Alors

$$\tau_u = 0,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}. \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### 3) - Vérification de l'adhérence des barres

Il faut vérifier que

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}.$$

$$\sum U_i = \eta \cdot \pi \cdot \emptyset.$$

$$\sum U_i = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72.$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i}.$$

$$\tau_{se} = \frac{20,397 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 150,72} = 1,15 \text{ MPa}.$$

$$\overline{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28}$$

$$\overline{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} .$$

Alors :

$$\tau_{se} = 1,15 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} . \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée} .$$

#### 4) - Longueur de scellement

La longueur de scellement droit est donnée par

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \overline{\tau}_s} .$$

$$\overline{\tau}_s = 0,6 \cdot \Psi^2 \cdot f_{t28}$$

$$\overline{\tau}_s = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 .$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} > S_t = 25 \text{ cm} \text{ donc on prévois des crochets} .$$

Soit un crochet de longueur (  $L_r$  ) tel que :

$$L_r = 0,4 \cdot L_s = 0,4 \times 42,32 = 16,92 \text{ cm} \approx 17 \text{ cm} .$$

#### 5) - Ecartement des barres

##### a) - Armatures principales

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min ( 3 \cdot h ; 33 ) = 33 \text{ cm} . \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée} .$$

##### b) - Armatures de répartition

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min ( 4 \cdot h ; 45 ) = 45 \text{ cm} . \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée} .$$

### III.6.3.2 Calcul à l'état limite de service ( E.L.S )

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

#### 1) - Combinaisons des charges ( $G + Q$ )

##### a) - Pour la dalle

$$q_s = 5,11 + 3,5 = 8,61 \text{ KN/mL} .$$

##### b) - Pour le garde corps

$$g_s = 1,62 \text{ KN/mL} .$$

**2) - Moment due à l'encastrement****a) - Provoquer par la charge ( $q_u$ ) de la dalle pleine**

$$M_s = \frac{q_u \cdot L^2}{2} .$$

$$M_s = \frac{8,61 \times 1,5^2}{2} = 9,68 \text{ KN.m} .$$

**b) - Provoquer par la surcharge ( $g_u$ ) du garde corps**

$$M_s = g_u \cdot L$$

$$M_s = 1,62 \times 1,5 = 2,43 \text{ KN.m} .$$

**c) - Le moment total est**

$$M_s = \sum M_s .$$

$$M_s = 9,68 + 2,43 = 12,11 \text{ KN.m} .$$

**III.6.3.2 Vérifications à l'ELS****1) - Vérification des contraintes dans l'acier et le béton****a) - Dans l'acier**

Il faut vérifier que

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \cdot \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right) .$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = 201,63 \text{ MPa} .$$

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

Tel que

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} .$$

$$\rho = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,347 \Rightarrow \beta_1 = 0,909 \Rightarrow K_1 = 39,95 .$$

Donc

$$\sigma_{st} = \frac{12,11 \times 10^3}{0,909 \times 130 \times 4,52} = 22,67 \text{ MPa} .$$

$$\sigma_{st} = 22,67 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} . \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée} .$$

**b) - Dans le béton**

Il faut vérifier que

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

Nous avons

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{22,67}{39,95} = 0,56 \text{ MPa} .$$

Alors

$$\sigma_{bc} = 0,56 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} . \Rightarrow \text{Condition vérifiée} .$$

**2) - Vérification de la flèche**

D'après le (BAEL), on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{150} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,06 . \Rightarrow \text{Condition vérifiée} .$$

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 \cdot M_s} \Rightarrow \frac{15}{150} = 0,1 \geq \frac{12,11}{10 \times 12,11} = 0,1 . \Rightarrow \text{Condition vérifiée} .$$

$$3- \frac{A_s}{b \cdot d} < \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{100 \times 13} = 0,0034 < \frac{4,2}{400} = 0,01 . \Rightarrow \text{Condition vérifiée} .$$

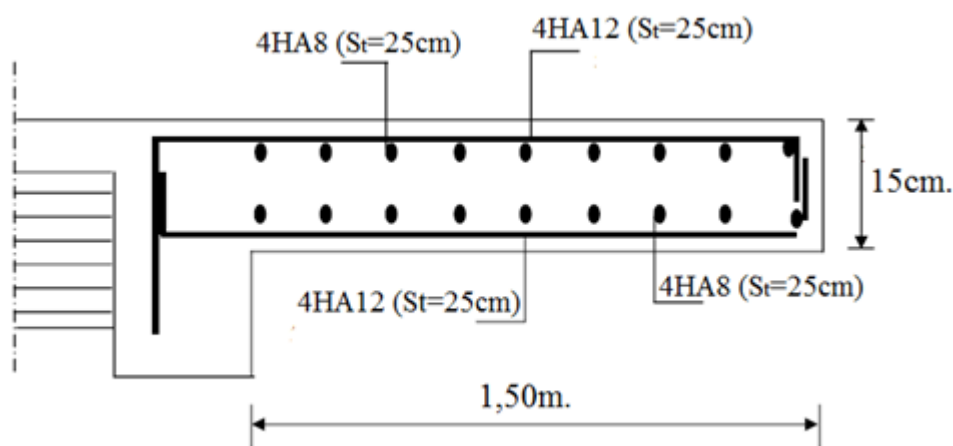
Alors

Toutes les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**III.6.4 Le ferrailage du balcon**

Armature principale 4HA12  $\Rightarrow A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} .$

Armature de répartition 4HA8  $\Rightarrow A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} .$



**Figure. III.33** Plan de ferrailage du balcon

*Chapitre IV***MODELISATION AVEC ETABS****IV.1 INTRODUCTION**

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux 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.

On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP...etc.

Pour notre étude nous avons utilisé **ETABS** Version **9.6.0**

**IV.2 CONCEPT DE BASE DE LA M.E.F (METHODE DES ELEMENTS FINIS)**

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour le cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis.

Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

**IV.3 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL**

L'étude sismique à pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

D'après le RPA99V2003, notre structure est implantée et classée dans la zone Sismique 02 groupe d'usage 02.

Nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale Spectrale) en utilisant le logiciel de calcul de structures (**ETABS 9.6.0**)

### IV.3-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.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 de l'*ETABS*



#### ▪ Etapes de modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

1. Introduction de la géométrie du modèle.
2. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
4. Définition des charges statiques (G, Q).
5. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99 / version 2003.
6. Définition de la charge sismique E.
7. Chargement des éléments.
8. Introduction des combinaisons d'actions.
9. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

## IV.5 ETAPES DE MODELISATION

### IV.5.1 Première étape

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

#### a) *Choix des unités*

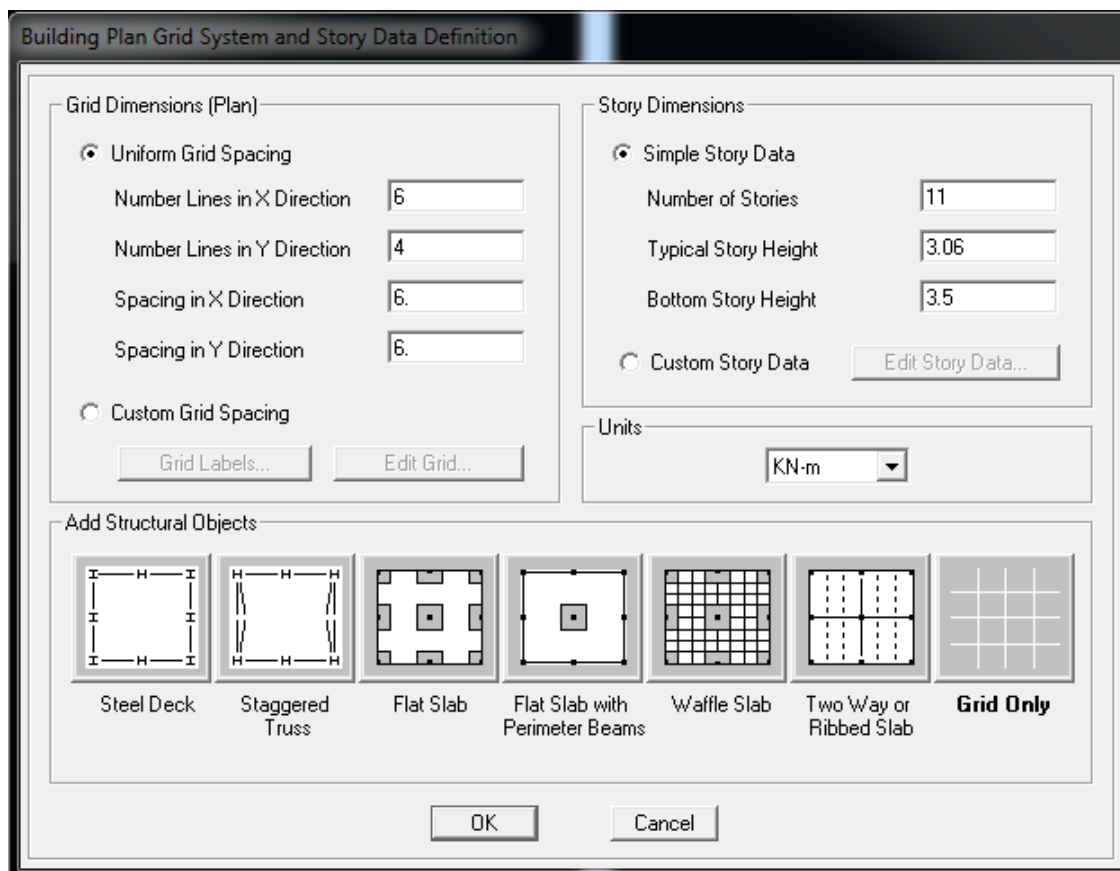
On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unité de base pour les forces et déplacements :



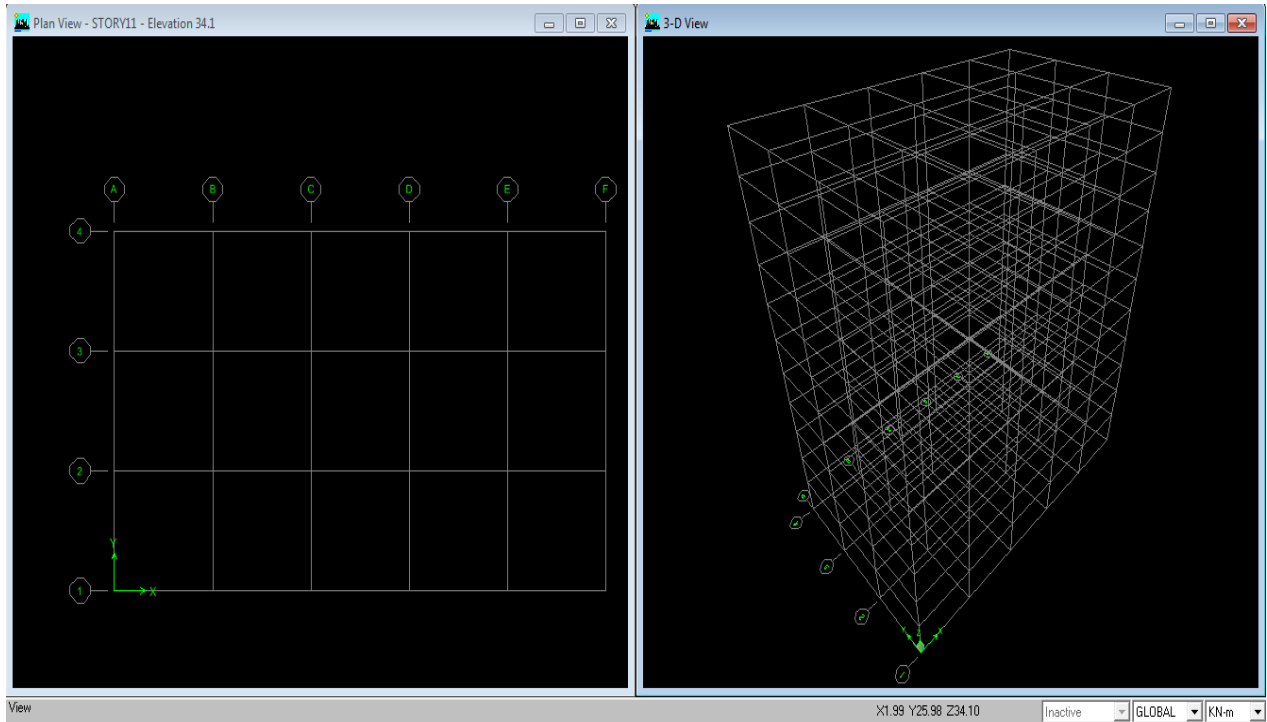
#### b) *Géométrie de base*

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

- le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y
- le nombre de travée dans les deux sens X et Y
- les hauteurs des différents étages
- le nombre d'étages
- les longueurs des travées



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 : **X-Y**, **X-Z**, **Y-Z**.



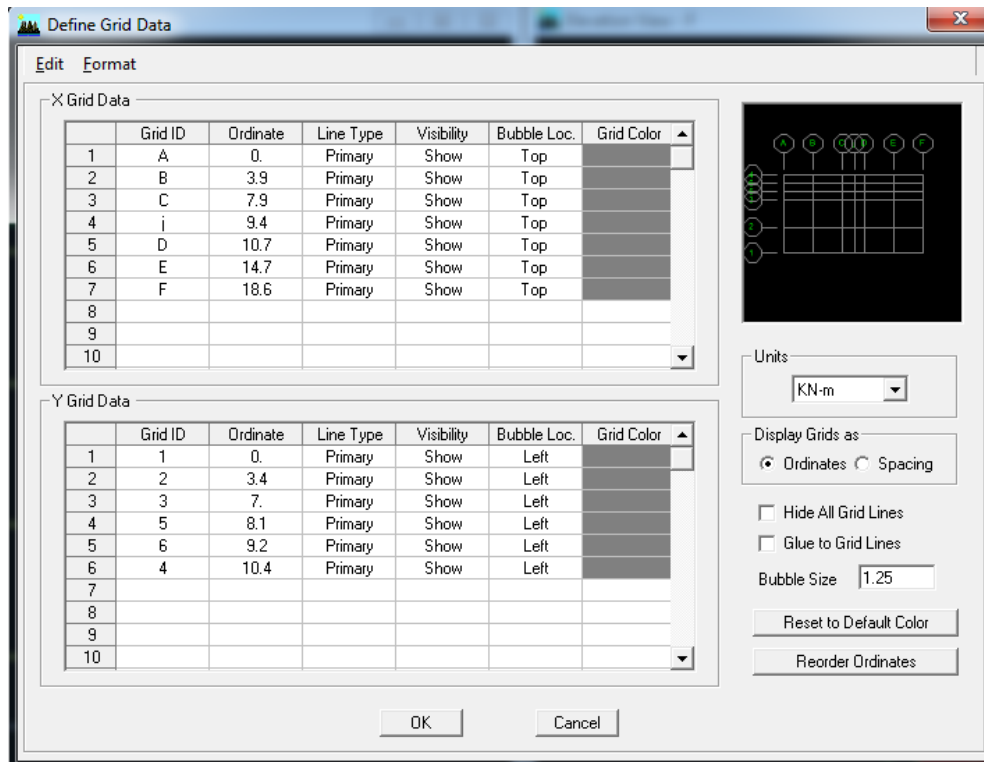
### c) Modification de la géométrie de base

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

On clique sur le bouton droit de la souris.

On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**

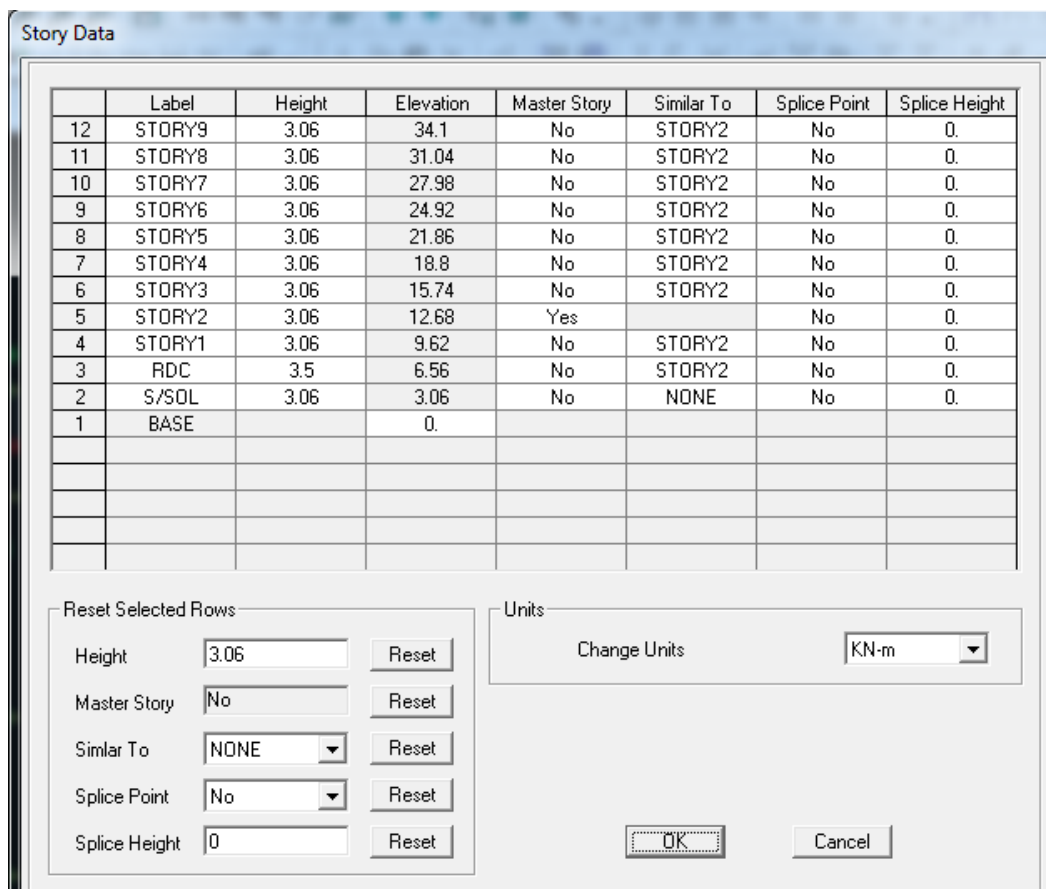
Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.



Suivant x : 0 ; 3,9 ; 7,9 ; 9,4 ; 10,7 ; 14,7 ; 18,6

Suivant y : 0 ; 3,4 ; 7 ; 8,1 ; 9,2 ; 10,4

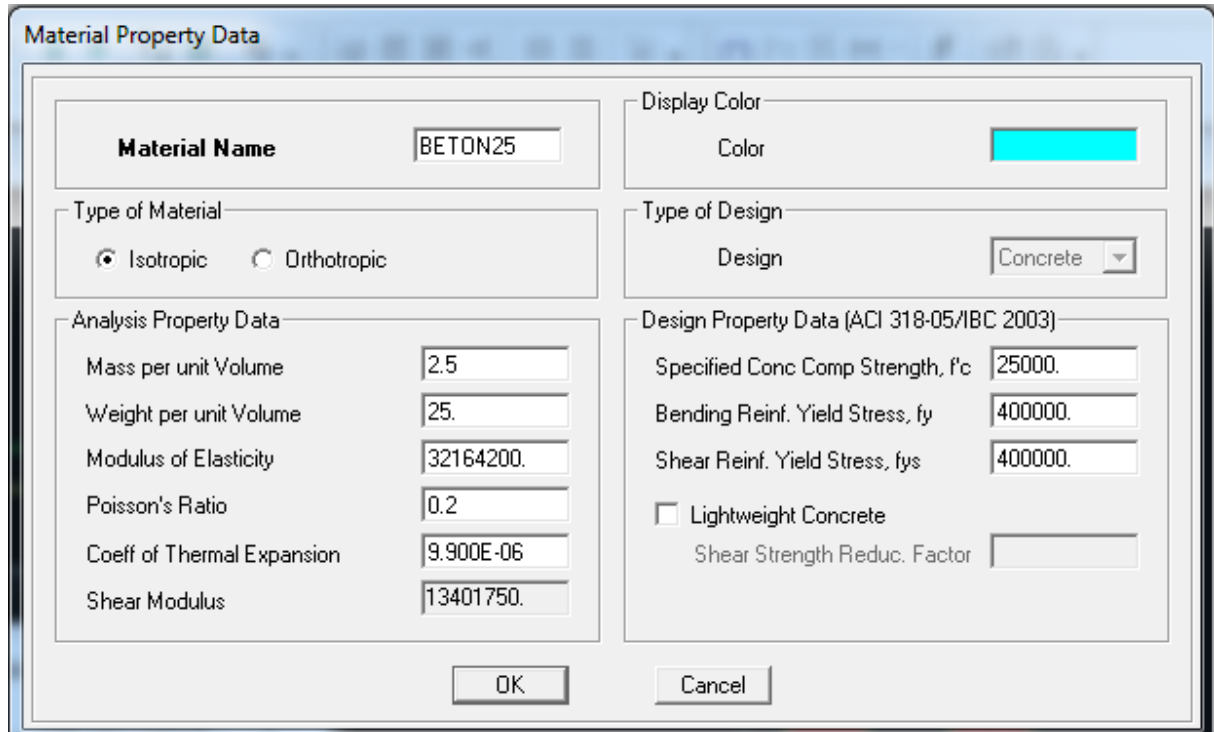
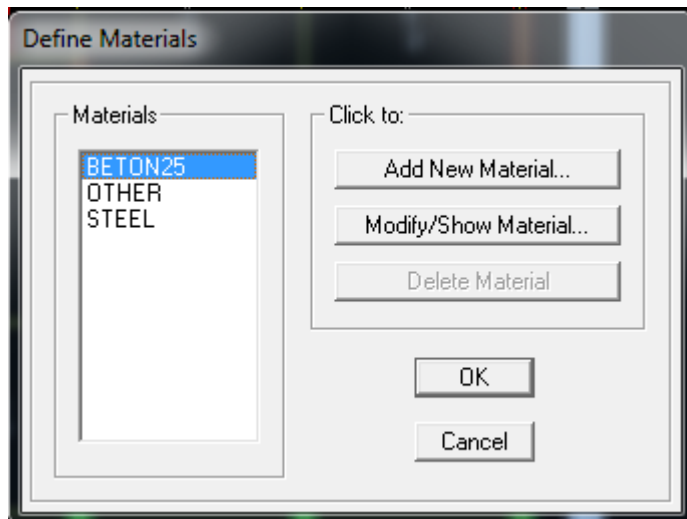
Suivant z : 0 ; 3,06 ; 6,56 ; 9,62 ; 12,68 ; 15,74 ; 18,8 ; 21,86 ; 24,92 ; 27,98 ; 31,04 ; 34,1



### IV.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** nous sélectionns le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante

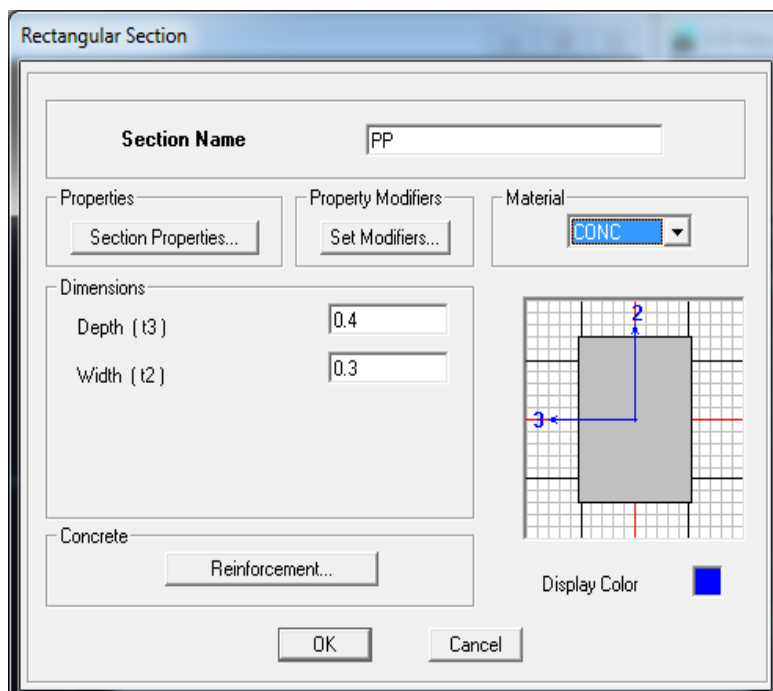
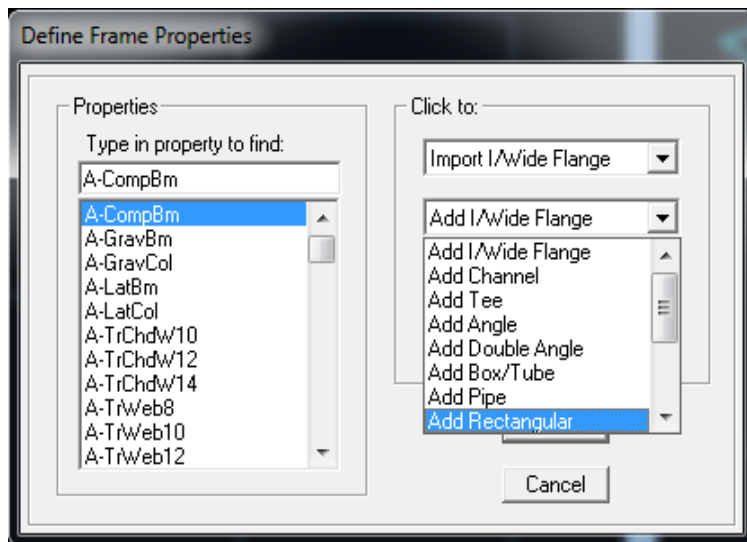


### IV.5.3 Troisième étape

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (Poutre, poteaux, dalle, voile...).

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout des sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).

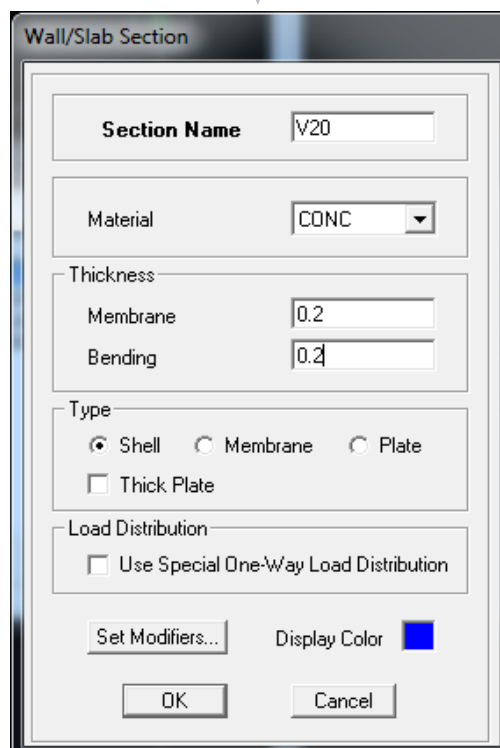
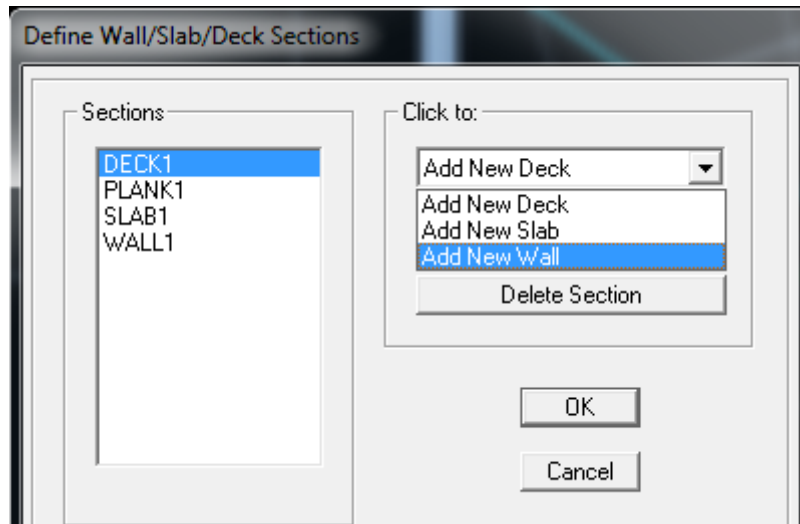


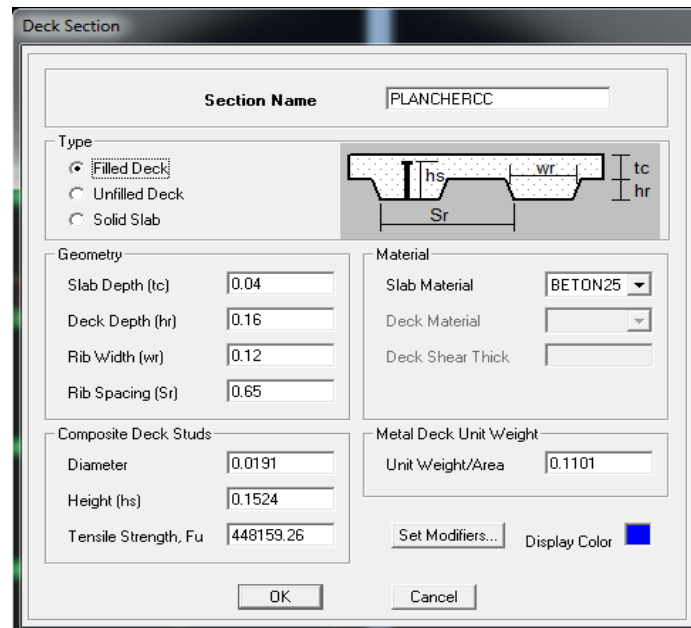
Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

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.

- Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments.
- Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (plancher, dalle pleine, voile).

On choisit le menu **Define** et **wall/slab**.








### \*Dessin des éléments de la structure

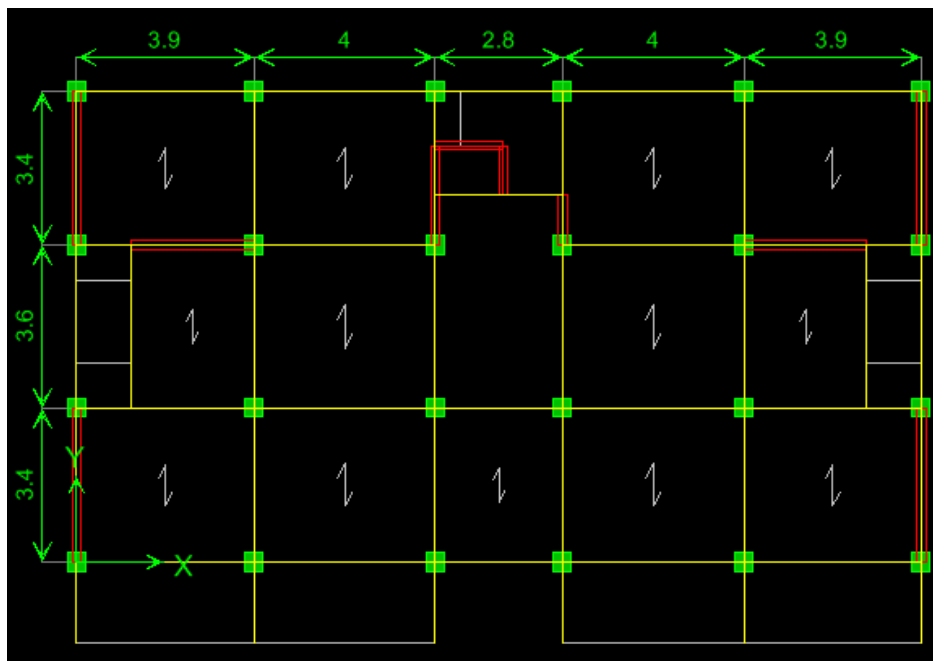
Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci après:


- **Pour les poteaux**

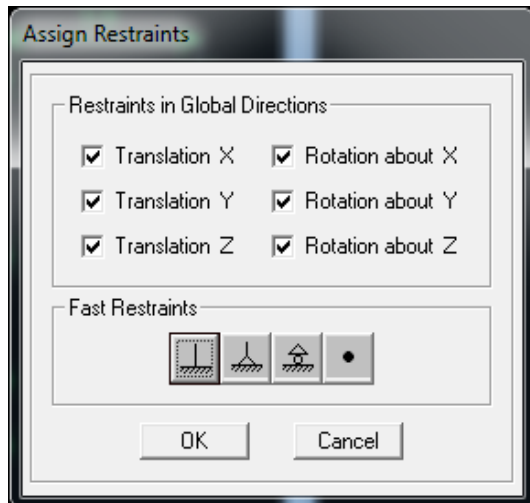
on clique sur le bouton  une fenêtre s'affiche (*properties of object*) *None* on choisit le nom de la section (pot 40X40 par exemple) on valide

- **Pour les poutres et les voiles**

De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres, et sur  pour les voiles ; on obtient la structure suivante :



Après avoir dessiné la structure on doit définir les appuis et encasturer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment, on sélectionne tout et on clique sur le bouton  La fenêtre ci-après s'affichera



On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

#### IV.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 à des charges permanentes (G), et à des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur : **Define Load Cases**.

- **Charge permanentes**

**Load Name** (Nom de la charge):

**G Type : DEAD** (permanente)

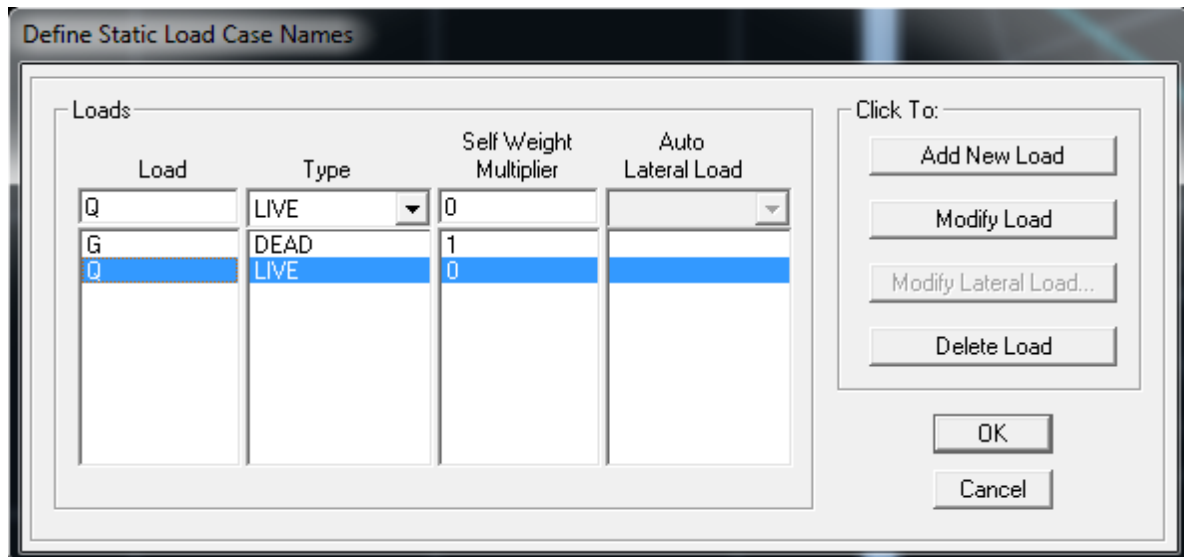
**Self weight multiplier** (Coefficient interne poids propre) : **1**

- **Surcharges d'exploitation**

**Load Name** (Nom de la charge): **Q**

**Type : LIVE** (exploitation).

**Self weight multiplier** (Coefficient interne poids propre) : **0**



## 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'accélération ( $Sa/g$ ) 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

- **Zone** : IIa (Zone de moyenne sismicité, voir **Annexe 1** du **RPA99.vs 2003**)
- **Groupe d'usage** : 2 (bâtiments courants, voir chapitre **3.2** du **RPA99.vs 2003**)
- **Coef comportement** : Portiques contreventés par des voiles.
- **Amortissement** : 8.5 %
- **Site**: S2.
- **Facteur de qualité (Q)**: donné par le RPA99/V2003 par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^F P_q$$

Avec :  $P_q$  : c'est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q

#### a) Régularité en plan

**a1.** Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses

→ *Condition vérifiée.*

**a2.** A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée, **on suppose que cette condition est vérifiée mais on doit la justifier lors des vérifications exigés par le RPA avec le logiciel ETABS .**

**a3.** La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal à 4  $\rightarrow 19/12,5 = 1,52 < 4 \rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**a4.** Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des Contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier  $\rightarrow S_{\text{tot}}=237,5 \text{ m}^2$  ,  $S_{\text{ouverture}}= 23,26 \text{ m}^2$   
Donc le pourcentage des ouvertures =  $0,23\% < 15\%$   
 $\rightarrow$  **Condition vérifiée.**

### b) Régularité en élévation

**b1.** Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation  
 $\rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**b2.** Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.  
 $\rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**b3.** Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension pas de décrochement en élévation  $\rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**Conclusion :** notre structure est classée régulière en plan et en élévation.

### c) Conditions minimales sur les files de contreventement

**c1. Système de portiques:** chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1.5 ; les travées de portiques peuvent être constituées de voiles de contreventement

- **Sens longitudinal** (5 travée)

$$3,9/4=0,97 < 1,5$$

$$4/2,8=1,42 < 1,5$$

$$2,8/4=0,7 < 1,5$$

$$4/3,9=1,02 < 1,5$$

Critère observé **pq = 0**  
 $\rightarrow$  **Condition vérifiée.**

- **Sens longitudinal** (3 travée)

$$3,4/3,6=0,94 < 1,5$$

$$3,6/3,4=1,05 < 1,5$$

Critère observé **pq = 0**  
 $\rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**c2. Système de voiles** : chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 0.67

$$\frac{he}{l} \leq 0.67$$

Notre structure n'a pas de trumeau → **condition non vérifiée.**

**d) Redondance en plan**

Chaque étage devra avoir en plan au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1.5 .

- **Sens longitudinal XX: (6 files)**

$L_{max} / L_{min} = 4 / 2.8 = 1.42 < 1.5 \Rightarrow$  critère observé..... **p<sub>q</sub> = 0**

→ **Condition vérifiée.**

- **Sens transversal YY: (5files)**

$L_{max} / L_{min} = 3.6 / 3.4 = 1.05 < 1.5 \Rightarrow$  critère observé.....**p<sub>q</sub> = 0**

→ **Condition vérifiée.**

**e) Contrôle de la qualité des matériaux**

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise. → **Condition vérifiée.**

**f) Contrôle de la qualité de l'exécution**

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux

→ **Condition vérifiée.**

**Tab.1** Résumé des résultats trouvés.

- **Sens longitudinale X-X**

Critère q	observé	p <sub>q</sub>
condition minimale sur les files de contreventement	oui	0.00
redondance en plan	oui	0.00
régularité en plan	oui	0.00
régularité en élévation	oui	0.00
contrôle de la qualité des matériaux	oui	0.00
contrôle de la qualité d'exécution	oui	0.00

○ Sens transversale Y-Y

Critère q	observé	Pq
condition minimale sur les files de contreventement	oui	0.00
redondance en plan	non	0.00
régularité en plan	oui	0.00
régularité en élévation	oui	0.00
contrôle de la qualité des matériaux	oui	0.00
contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0.00

Finalement on trouve :  $Q_{xx} = Q_{yy} = 1$

**Conclusion** : Pas de pénalité a retenir selon le critère de qualité q.

### Charge dynamique E

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône



**Coefficients Dynamiques :**

Coefficient d'accélération de zone A	A	0.15
Coef de comportement de la structure R	R	4
Facteur de qualité Q	Q	1
Coefficient d'amortissement (%)	$\xi$	8.5
Catégorie du Site (1 / 2 / 3 / 4)		2
Temps maximal de calcul (secondes)		2
Increment de Calcul (secondes)		0.1

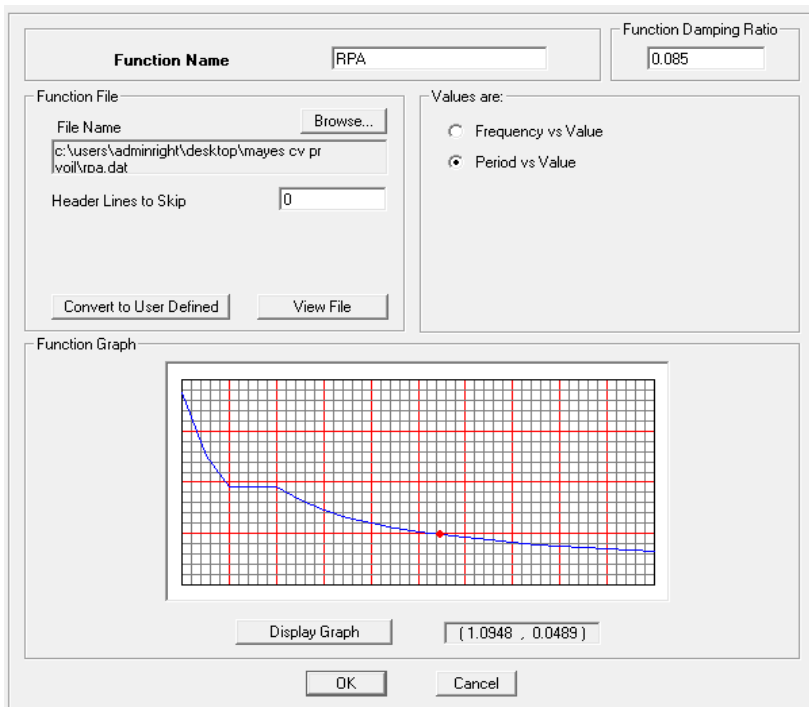
Nom du Fichier Résultats

**OK**

T	Sa/g
0	0.1875
0.1	0.1262
0.2	0.0956
0.3	0.0956
0.4	0.0956
0.5	0.0824
0.6	0.073
0.7	0.0658
0.8	0.0602
0.9	0.0557
1	0.0519
1.1	0.0487
1.2	0.0459
1.3	0.0436
1.4	0.0415
1.5	0.0396
1.6	0.0379
1.7	0.0364

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur **OK**.  
 Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

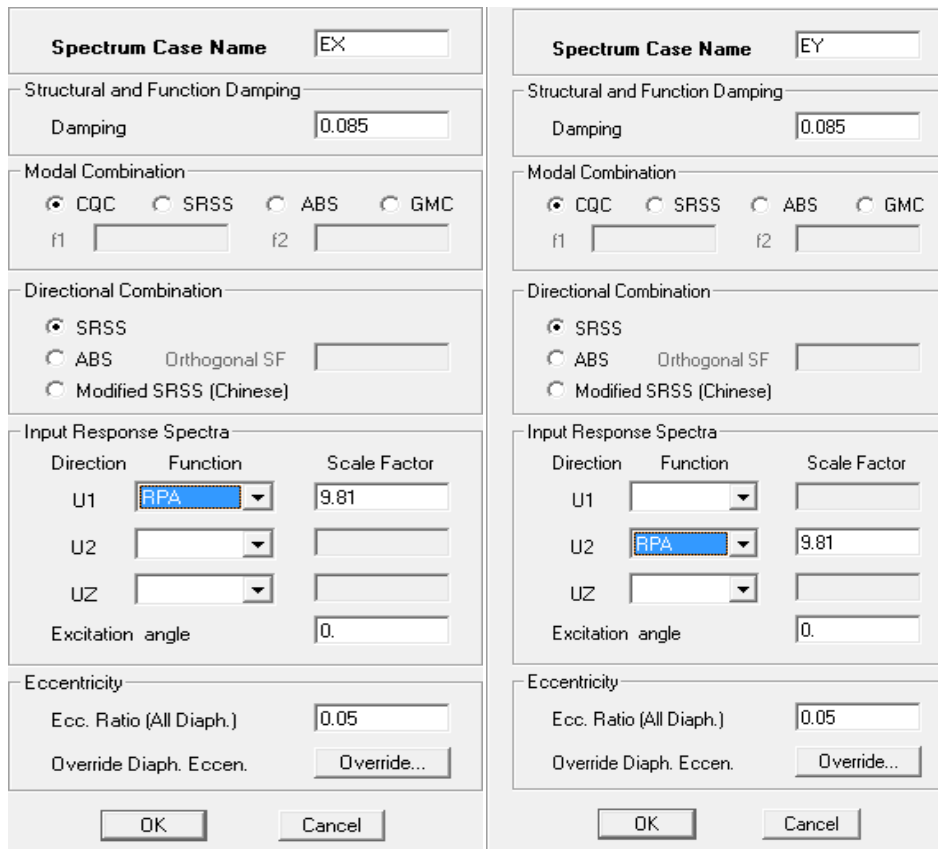
**Define Response Spectrum Functions** → **Spectrum from file.**



**Function Name (nom du spectre): RPA**

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme), pour cela on clique sur :

**Define Responses → spectrum cases Add New Spectrum**




Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (**U1** et **U2**).

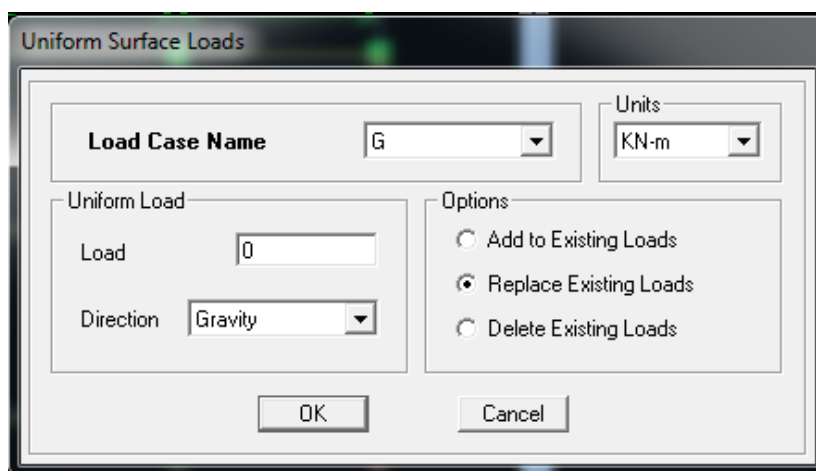
#### IV.5.5 Cinquième étape

##### Affectation des charges

L'affectation des charges se fait par trois méthodes soit on charge les planchers ou les poutrelles ou bien les portiques (poteaux, poutres).

Dans notre cas on a choisi de charger les planchers.

Les charges → statiques étant définies → on sélectionne chaque plancher et on introduit le chargement **surfaccique** qui lui revient en cliquant sur  **Assign Uniform Loads**



Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement surfaccique est introduit dans la case **Load**

Tableau récapitulatif des charges permanentes et d'exploitations voir (**chapitre II**).

- **Charge permanentes G**

Plancher terrasse :  $5.61 \text{ kn/m}^2$

Plancher étage courant :  $5.46 \text{ kn/m}^2$

Plancher dalle pleine :  $3.75 \text{ kn/m}^2$

- **Charge d'exploitation Q**

Plancher terrasse inaccessible:  $1 \text{ kn/m}^2$

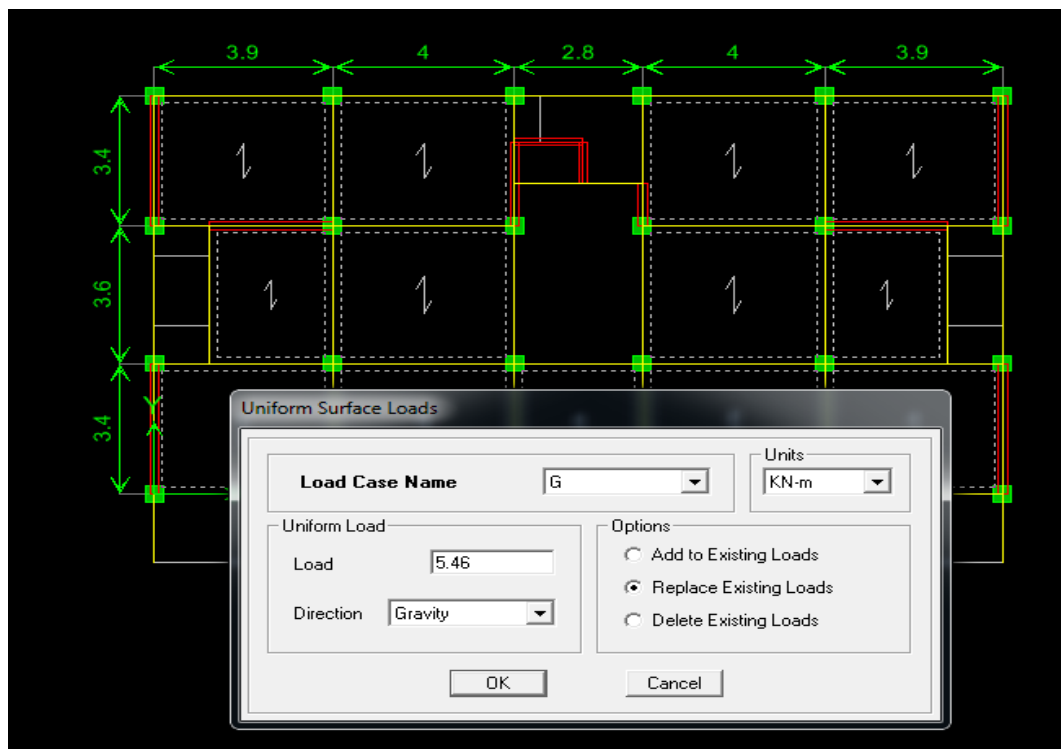
Plancher à usage d'habitation :  $1.5 \text{ kn/m}^2$

Plancher rdc et s/sol:  $2.5 \text{ kn/m}^2$

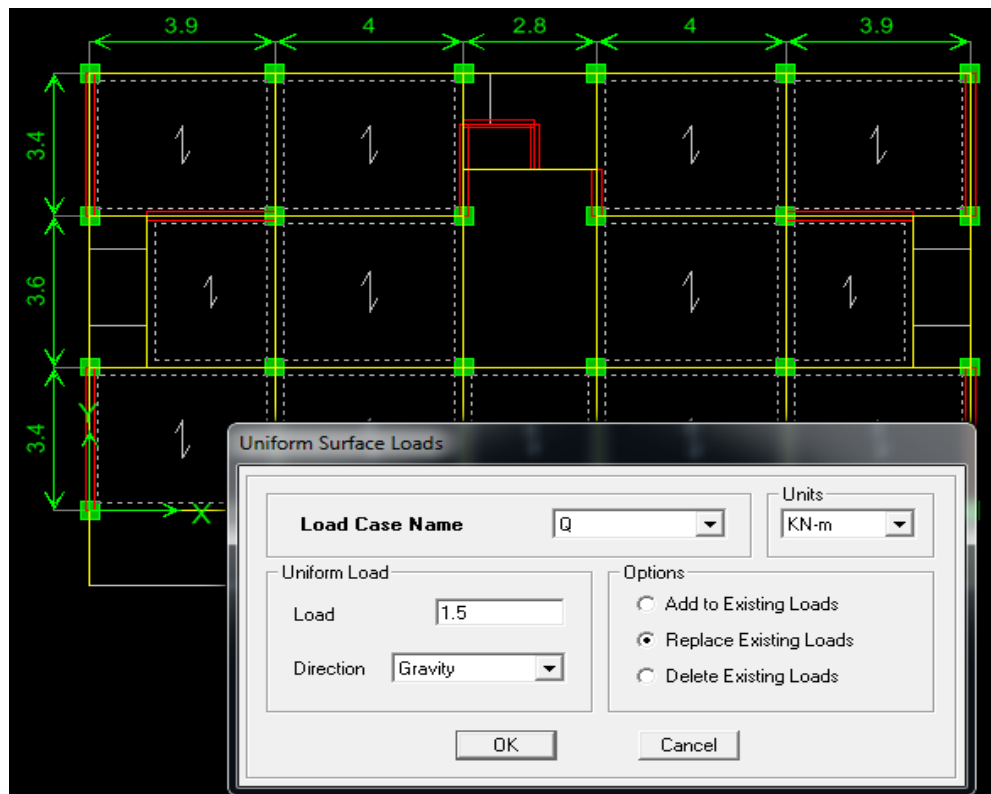
Consoles:  $3.5 \text{ kn/m}^2$

❖ Pour les planchers

La charge G

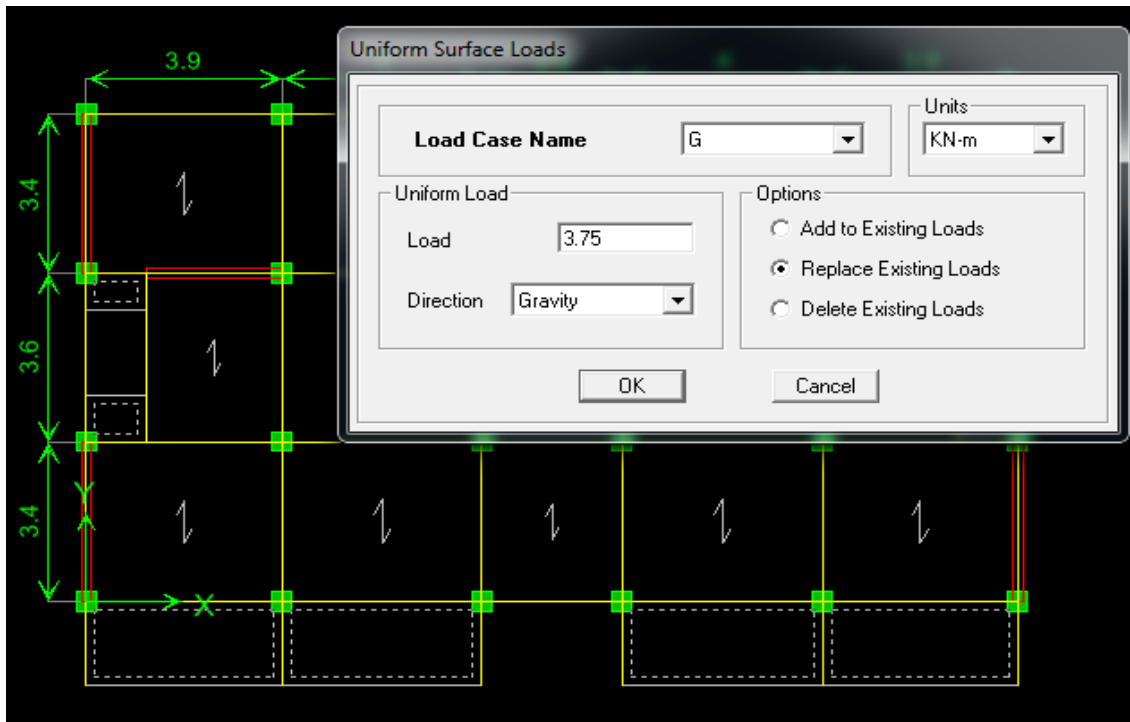


La charge Q

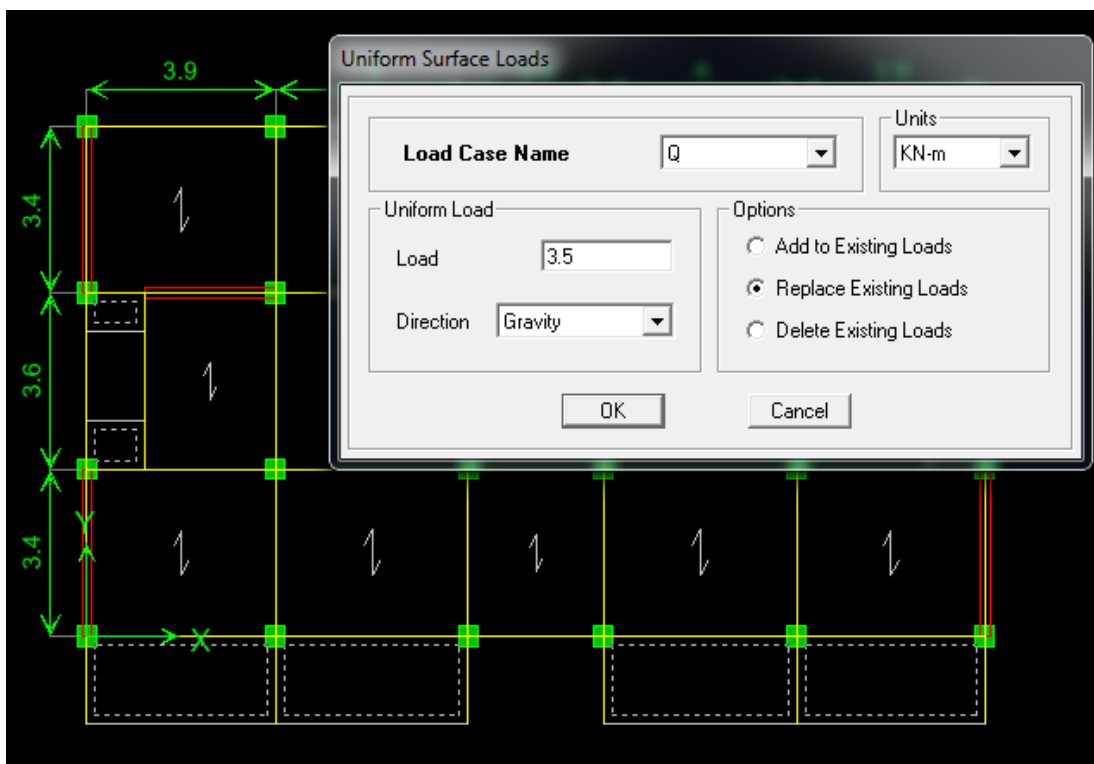


❖ Pour la dalle pleine

La charge G



La charge Q



### IV.5.6 sixième étape

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

❖ **Combinaisons aux états limites**

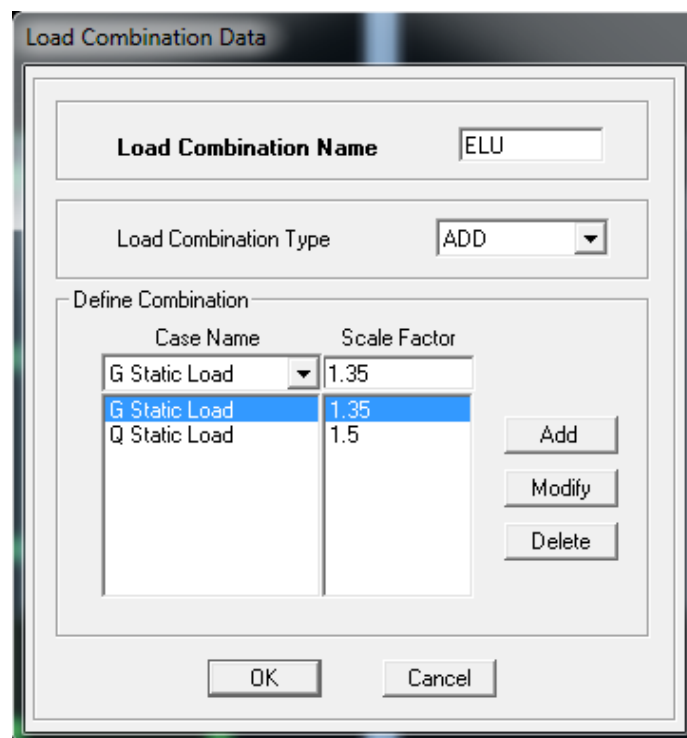
- **ELU** :  $1.35G+1.5Q$ .
- **ELS** :  $G+Q$ .

❖ **Combinaisons accidentelles du RPA**

- **GQE** :  $G+Q\pm E$ .
- **08GE** :  $0.8G\pm E$ .

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

**Define load** → **Combinations Add** → **New Combo**



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

### IV.4.7 Septième étape

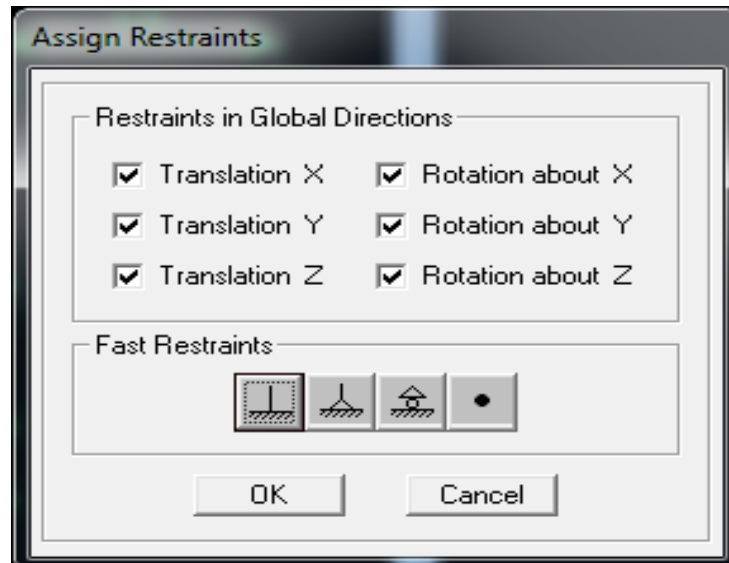
Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

• **Appuis**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur :

**Assign** → **Joint/point** → **Restraints** 



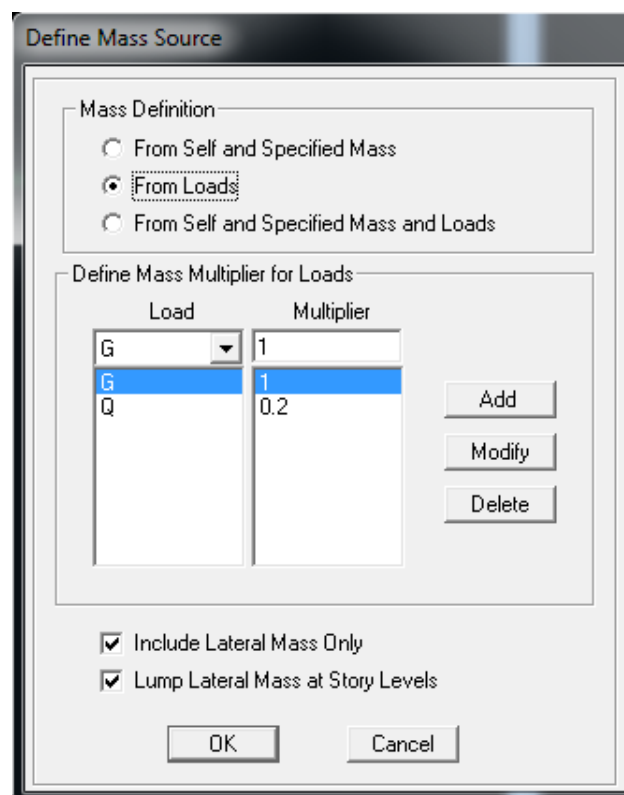
- **Mass- Source**

**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.

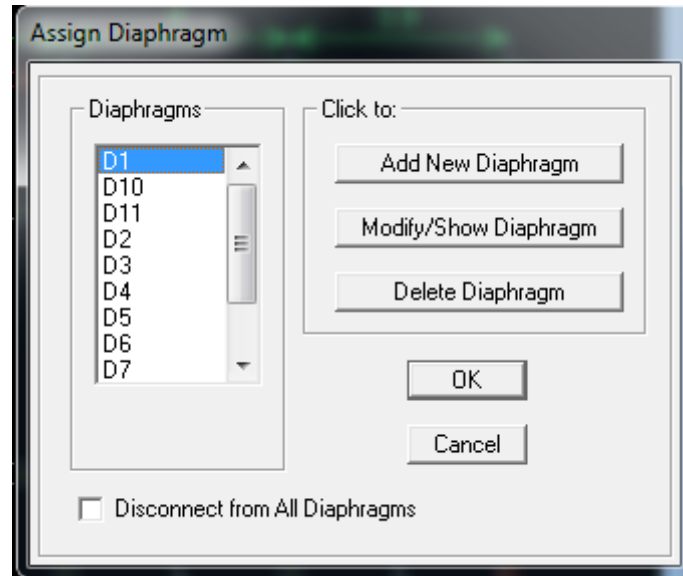


- **Diaphragm**

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 les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

**Assign** → **Joint/point** → **Diaphragm** → **Add New Diaphragm**.



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.4.8 Huitième étape: Analyse dynamique.

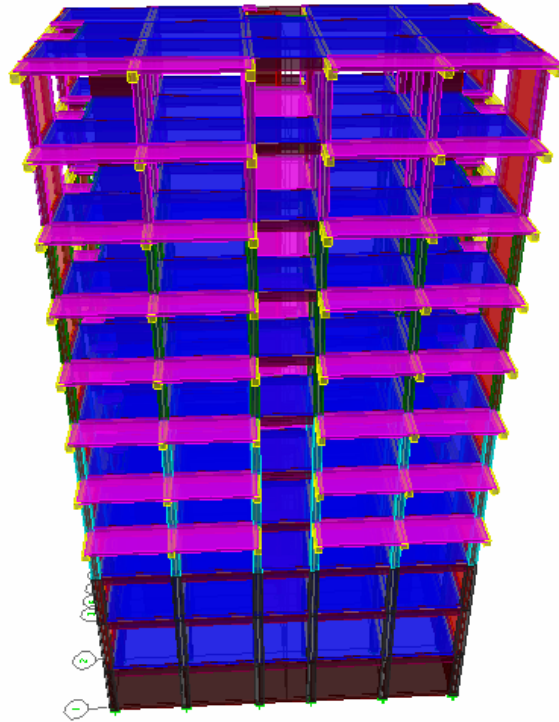
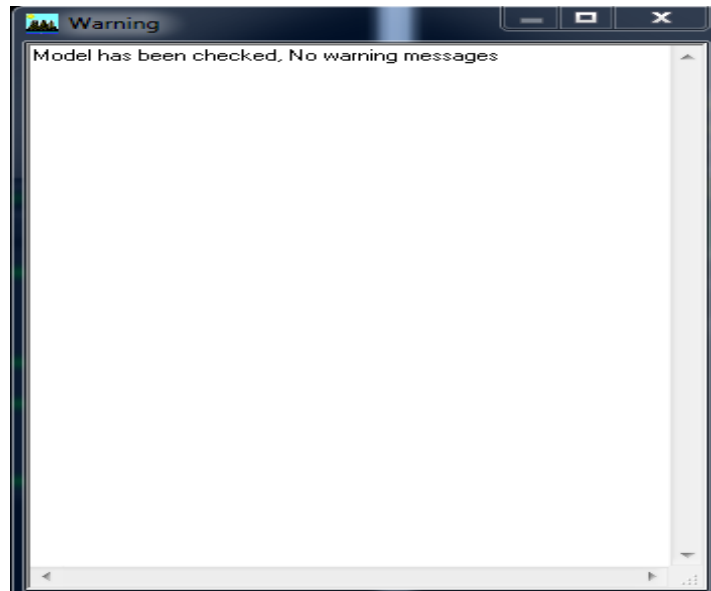


Figure IV.25: Vue en 3D de la structure

#### IV.4.9 Neuvième étape

Vérification de la structure avant la lancer des calculs



A la fin on lance les calculs pour obtenir les efforts interne qui agissent sur la structure

*Chapitre V***VERIFICATION SELON LES EXIGENCES DU RPA****V.1 INTRODUCTION**

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique 'signifie une variation dans le temps', ceci rend l'étude plus compliquée voir impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degré de liberté. Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont :

- La période fondamentale de la structure ;
- L'excentricité ;
- Le pourcentage de participation de la masse modale ;
- Système de contreventement ;
- L'effort tranchant à la base ;
- Les déplacements relatifs ;
- Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta ;
- L'effort normal réduit.

- **Calcul dynamique du bâtiment**

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 temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

→ On utilise **la méthode modale spectrale** qui est applicable dans tous les cas.

- **Présentation de la méthode modale spectrale**

**1. Objectif de l'étude dynamique**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations.

L'étude dynamique d'une structure, telle qu'elle se présente est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

## 2. Hypothèses de calcul

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher ;
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

## 3. Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique

- La structure est classée en groupe d'usage **2 (RPA 2003/Art 3.2)** ;
- La structure est de catégorie **S2** (sol ferme), selon les résultats donnés par le laboratoire géotechnique;
- La structure se trouve dans une zone de moyenne sismicité Zone **IIa** ;
- La structure à étudiée fait **34.1m** de hauteur.

## V.2 VERIFICATION DE LA PERIODE EMPIRIQUE

### V.2.1 Calcul de la période empirique

$$T_{\text{empirique}} = \left\{ C_t \times h_n^{\frac{3}{4}} \right\} = 0.05 \times 34.1^{0.75} = 0.70\text{s}$$

$h_n$ : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (n).

$C_t$ : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003).

### V.2.2 Calcul de la période empirique majorée

D'après le RPA99vs 2003 la valeur de T calculées ne doit pas dépasser 30% de celle estimée à partir des formules empiriques.

$$T_{\text{maj}} = T_{\text{emp}} + 30\%T_{\text{emp}} = 0.91\text{s}$$

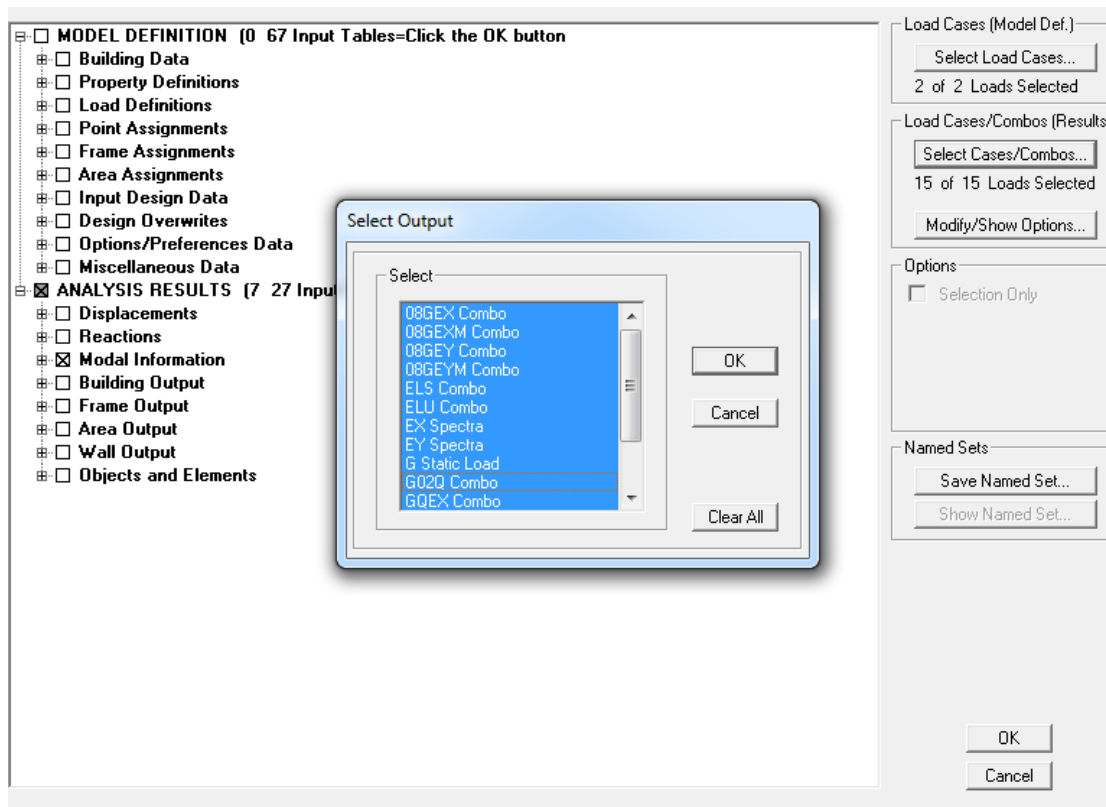
### V.2.3 Détermination de la période par le logiciel ETABS

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

**DISPLAY → show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

**ANALYSIS RESULTS → modal information**



Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

**Select cases/combo** → 2 fois sur **OK**

Un autre tableau s’affichera.

On choisit dans la liste déroulante en haut à droite **Modal Participating Mass Ratios**

Les résultats s’afficheront comme suit :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.827577	67.5226	0.0104	0.0000	67.5226	0.0104	0.0000	0.0174
2	0.719675	0.0142	63.4005	0.0000	67.5368	63.4109	0.0000	97.0932
3	0.601673	0.3556	0.0015	0.0000	67.8925	63.4124	0.0000	0.0022
4	0.235041	13.1004	0.0068	0.0000	80.9928	63.4192	0.0000	0.0003
5	0.168676	0.0075	17.1357	0.0000	81.0003	80.5549	0.0000	2.0835
6	0.138667	0.1044	0.0245	0.0000	81.1047	80.5793	0.0000	0.0035
7	0.111958	4.4000	0.0063	0.0000	85.5048	80.5857	0.0000	0.0007
8	0.071509	0.0054	6.8749	0.0000	85.5101	87.4606	0.0000	0.5239
9	0.067213	2.4465	0.0047	0.0000	87.9566	87.4653	0.0000	0.0002
10	0.057610	0.0197	0.0226	0.0000	87.9763	87.4878	0.0000	0.0014
11	0.045810	1.4479	0.0014	0.0000	89.4242	87.4892	0.0000	0.0001
12	0.041119	0.0011	4.0414	0.0000	89.4253	91.5306	0.0000	0.1441
13	0.034046	0.8938	0.0001	0.0000	90.3191	91.5306	0.0000	0.0000
14	0.032716	0.0118	0.0147	0.0000	90.3309	91.5454	0.0000	0.0004

Ensuite, on relève les valeurs des périodes en fonction des modes telles qu’elles sont dans le tableau suivant :

**Tab.1** Valeurs des périodes.

Mode	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Période	0.82	0.71	0.60	0.23	0.16	0.13	0.11	0.07	0.06	0.05	0.04	0.04	0.03

• **Comparaison des résultats**

On a : la période calculée  $T_{calculée} = 0.91s$   
 La période d'ETABS :  $T_{etabs} = 0.82s$   
 On remarque que :  $T_{calculée} < T_{etabs}$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée.  
 ⇒ La période est vérifiée.

**V.3 VERIFICATION DE L'EXCENTRICITE**

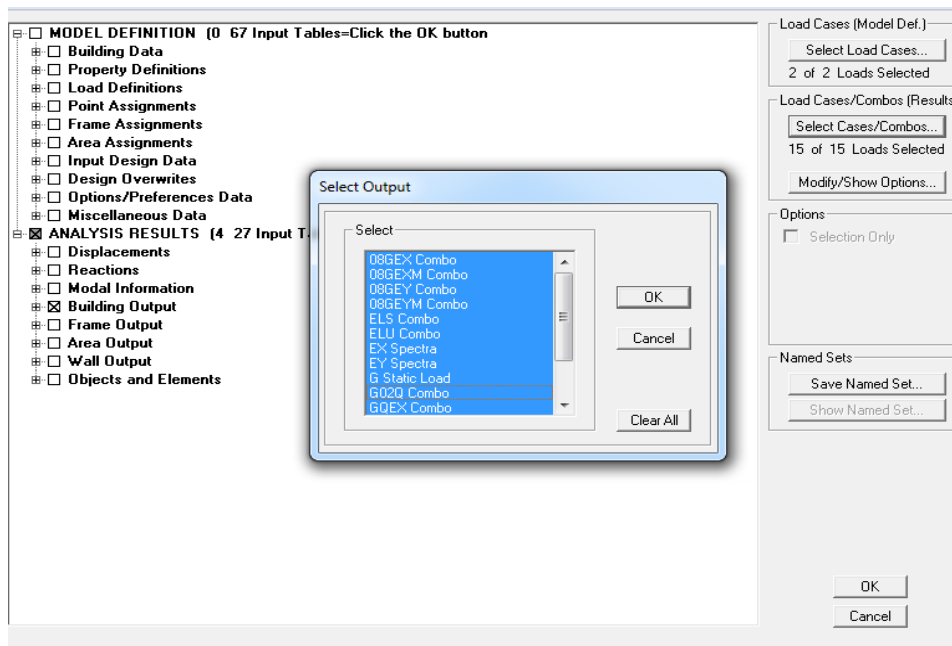
D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale  $\pm 0.05L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens. Pour cela, on procède de la manière suivante :

**DISPLAY → show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

**ANALYSIS RESULTS → building output**



Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

**Select cases/combo** → **2 fois sur OK**

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
S/SOL	D1	278.275	278.27	9.286	5.312	278.2749	278.2749	9.286	5.312	9.238	5.408
RDC	D2	232.328	232.33	9.283	5.335	232.328	232.328	9.283	5.335	9.204	6.203
STORY1	D3	219.286	219.29	9.283	5.331	219.2855	219.2855	9.283	5.331	9.199	5.917
STORY2	D4	235.147	235.15	9.282	4.799	235.1469	235.1469	9.282	4.799	9.204	5.648
STORY3	D5	235.147	235.15	9.282	4.799	235.1469	235.1469	9.282	4.799	9.213	5.455
STORY4	D6	226.436	226.44	9.203	4.703	226.436	226.436	9.203	4.703	9.225	5.334
STORY5	D7	228.698	228.7	9.282	4.787	228.6978	228.6978	9.282	4.787	9.237	5.268
STORY6	D8	228.698	228.7	9.282	4.787	228.6978	228.6978	9.282	4.787	9.249	5.23
STORY7	D9	225.656	225.66	9.281	4.781	225.6555	225.6555	9.281	4.781	9.26	5.208
STORY8	D10	223.185	223.18	9.281	4.775	223.1849	223.1849	9.281	4.775	9.268	5.196
STORY9	D11	207.711	207.71	9.289	4.636	207.7112	207.7112	9.289	4.636	9.273	5.188

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leurs écartements tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

**Tab.2** Calcul de l'excentricité.

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
S/SOL	9.286	5.312	9.238	5.408	0.04	-0.096
RDC	9.283	5.335	9.204	6.203	0.079	-0.868
STORY1	9.283	5.331	9.199	5.917	0.084	-0.586
STORY2	9.282	4.799	9.204	5.648	0.078	-0.849
STORY3	9.282	4.799	9.213	5.455	0.069	-0.656
STORY4	9.203	4.703	9.225	5.334	-0.022	-0.631
STORY5	9.282	4.787	9.237	5.268	0.045	-0.481
STORY6	9.282	4.787	9.249	5.23	0.033	-0.443
STORY7	9.281	4.781	9.26	5.208	0.021	-0.427
STORY8	9.281	4.775	9.268	5.196	0.013	-0.421
STORY9	9.289	4.636	9.273	5.188	0.016	-0.552

Avec :  $e_x = XCM - XCR$   
 $e_y = YCM - YCR$

### Remarque

Pour l'excentricité accidentelle on vérifie par rapport à la plus grande longueur.

- **Comparaison des résultats**

- **Sens longitudinal**

$$5\%L_x \geq e_x$$

$$0.05 \times 19 = 0.950 > 0,084 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Sens transversal**

$$5\%L_x \geq e_y$$

$$0.05 \times 19 = 0.95 > 0.868 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Justification de la régularité en plan**

$$e_x = 0.95 < 5\%L_x = 0.0840 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$e_y = 0.95 < 5\%L_y = 0.868 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### V.4 VERIFICATION DU POURCENTAGE 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).

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci après :

**Tab.3** Valeurs des masses modales.

Mode	Period	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.827577	67.5226	0.0104	0.0000
2	0.719675	67.5368	63.4109	0.0000
3	0.601673	67.8925	63.4124	0.0000
4	0.235041	80.9928	63.4192	0.0000
5	0.168676	81.0003	80.5549	0.0000
6	0.138667	81.1047	80.5793	0.0000
7	0.111958	85.5048	80.5857	0.0000
8	0.071509	85.5101	87.4606	0.0000
9	0.067213	87.9566	87.4653	0.0000
10	0.057610	87.9763	87.4878	0.0000
11	0.045810	89.4242	87.4892	0.0000
12	0.041119	89.4253	91.5306	0.0000
13	0.034046	90.3191	91.5306	0.0000

#### Vérifications

$$\text{Sens X-X : } M \geq 90\% M_T \Leftrightarrow 90.3191 > 90\% M_T$$

$$\text{Sens Y-Y : } M \geq 90\% M_T \Leftrightarrow 91.5306 > 90\% M_T$$

La somme des masses modales dans le **13ème mode** dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.

## V.5 SYSTEME DE CONTREVENTEMENT

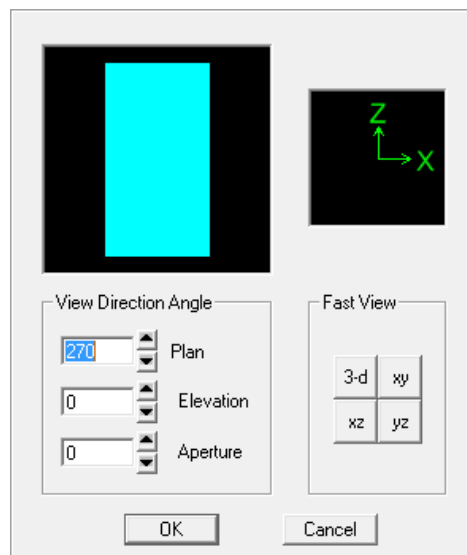
L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification d'une valeur numérique du coefficient de comportement R [tableau 4.3 RPA]

Dans notre cas le système de contreventement peut être :

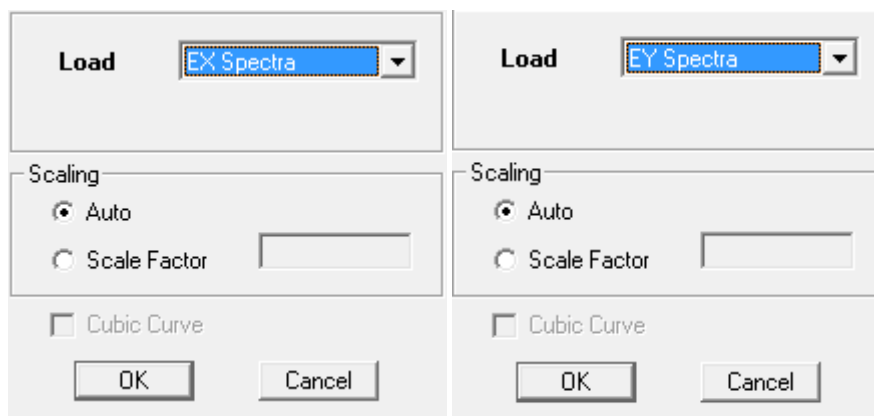
- système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé (Système 2).
- système de contreventement mixte assuré par les voiles et les portiques avec justification d'interaction portique-voiles (Système 4.a).
- système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé (Système 4.b).

### • Justification du système de contreventement

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par L'ETABS  
**View** → **set 3D view** → cette fenêtre apparait on met un angle **0** pour aperture et cocher **XZ**



**Display** → **show deformed shape** → on choisit les combinaisons Ex et Ey.



**Draw** → **draw section cut**

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	26.6079	4.2318
End Point	-7.162	4.3619

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	9.7229	4.2968	0.	179.7792

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1066.426	18.1626	20.6077	1066.426	18.1626	9.4478
Moment	344.6072	25129.2041	1716.9775	394.4411	25089.7704	1716.9775

Close Refresh

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	15.882	4.2968
End Point	-7.2819	4.1667

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	4.3	4.2318	0.	180.3219

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	17.5519	1153.4881	8.8143	17.5519	1153.4881	2.0908
Moment	26730.7901	275.7541	7592.2936	26700.1331	270.2268	7592.2936

Close Refresh

La somme des efforts repris par les voiles et les portiques apparait (sens x-1- ; sens y-2).

**$v_x = 1066.426 \text{ kn}$**

**$v_y = 1153.4881 \text{ kn}$**

• Charges verticales repris par les voiles

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	22.2484	5.403
End Point	-5.5353	5.2728

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8.3565	5.3379	0.	180.2684

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	804.7277	16.3692	91.4557	804.7277	16.3692	121.3842
Moment	367.2751	20407.8764	1961.4203	464.0599	20409.0827	1961.4203

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	21.5977	4.8174
End Point	-4.9497	4.7523

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8.324	4.7848	0.	180.1404

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	15.4316	1085.9986	189.5377	15.4316	1085.9986	183.0374
Moment	12880.102	427.6034	2787.5269	12865.4608	426.4799	2787.5269

**V<sub>x</sub>=804.7277 kn**

**V<sub>y</sub>=1085.9986 kn**

▪ Sens x-x

$$V_x = \frac{804.7277 \times 100}{1066.426} = 75.46\%$$

▪ Sens y-y

$$V_y = \frac{1085.9986 \times 100}{1153.4881} = 94.15\%$$

• Charges verticales repris par les portiques

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	22.7038	4.3619
End Point	-7.3572	4.3619

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	7.6733	4.3619	0.	180.

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	264.0843	1.8337	111.9966	264.0843	1.8337	111.9966
Moment	552.1363	4924.8088	180.2204	552.1363	4924.8088	180.2204

Close Refresh

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	23.7449	4.492
End Point	-4.6244	4.9475

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	9.5603	4.7198	0.	179.0802

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	4.7486	68.3573	183.6444	4.7486	68.3573	183.6444
Moment	13979.5871	418.3862	122.7304	13979.5871	418.3862	122.7304

Close Refresh

**V<sub>x</sub> = 264.084 kn**

**V<sub>y</sub> = 68.3573 kn**

- **Sens x-x**

$$V_x = \frac{264.084 \times 100}{1066.426} = 24.76\%$$

- **Sens y-y**

$$V_y = \frac{68.3573 \times 100}{1153.4881} = 5.93\%$$

### Conclusion

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations verticales et la majorité des charges horizontales. Donc notre structure est contreventée par des voiles porteurs. Donc on prend Le coefficient de comportement **R = 4**

## V.6 VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE

- **Calcul de l'effort tranchant avec la (Méthode Statique Equivalente)**

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \quad (\text{RPA 4-1})$$

**A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le **RPA 2003 tableau 4.1** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :  $A = 0.15$

	ZONE	ZONE	ZONE	ZONE
Groupe	I	II <sub>a</sub>	II <sub>b</sub>	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

- **Détermination du facteur d'amplification dynamique moyen D**

Ce facteur dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (\text{RPA 4-2})$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad (\text{RPA 4-3})$$

La période  $T_2$  est donnée par le tableau (4.7 RPA/99) de l'RPA en fonction du site ainsi que sa catégorie.

Notre projet est implanté dans un site de catégorie 2 (site meuble)  $\rightarrow T_2 = 0.40s$ .

On a  $T_{etabs} = 0.82s \rightarrow T_2 \leq T \leq 3S \rightarrow 0.4 \leq 0.91 \leq 3S$

Donc :  $D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$  Avec :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2 RPA99 / 2003)

### $\xi$ Pourcentage d'amortissement critique

La réponse des structures soumises aux forces sismiques variables au cours du temps dépend en particulier des propriétés d'amortissement des matériaux constitutifs de la structure, du type de structure et de l'importance des remplissages

Tableau de  $\xi$

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

$$\xi = \frac{10+7}{2} = 8.5\% \quad \rightarrow \quad \text{On prend} \quad \xi = 8.5\%$$

$$D'où : \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} \geq 0.7 \quad \rightarrow \quad 0.816 > 0.7 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Donc : } D = 2.5 \times 0.816 \left(\frac{0.4}{0.82}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.30s$$

$$Q : \text{facteur de qualité de la structure} \quad \rightarrow \quad \begin{matrix} Q_x = 1 \\ Q_y = 1 \end{matrix}$$

Déjà calculé voir chapitre 4

$W$  : Poids total de la structure, donné par ETABS

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Donc pour chaque niveau « i » on aura :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : Le poids de niveau i revenant à la charge permanente.

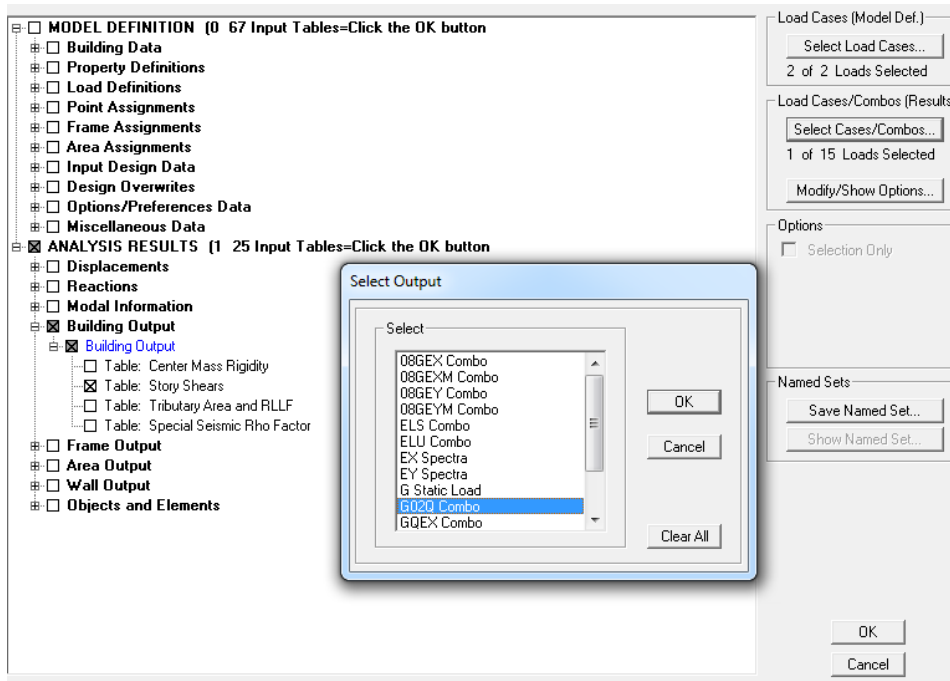
$W_{Qi}$  : Le poids de niveau i revenant à la charge d'exploitation.

$\beta$  : coefficient de pondération donné par le **tableau 4.1**

Pour un bâtiment d'habitation  $\rightarrow \beta = 0,20$

○ Poids totales de la structure  $W_t$  (donnée par le logiciel ETABS)

**Building Output → Story Shears**



**Tab.4** Valeur du poids propre de la structure donné par le logiciel ETABS.

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	STORY7	G02Q	Bottom	6956.77	0.00	0.00	0.000	33331.564	-64573.1
	STORY6	G02Q	Top	8630.27	0.00	0.00	0.000	40650.740	-80132.7
	STORY6	G02Q	Bottom	9236.15	0.00	0.00	0.000	44237.060	-85730.0
	STORY5	G02Q	Top	10909.64	0.00	0.00	0.000	51556.236	-101289.
	STORY5	G02Q	Bottom	11515.52	0.00	0.00	0.000	55142.556	-106887.
	STORY4	G02Q	Top	13138.01	0.00	0.00	0.000	62018.032	-121798.
	STORY4	G02Q	Bottom	13812.74	0.00	0.00	0.000	65962.372	-128036.
	STORY3	G02Q	Top	15486.23	0.00	0.00	0.000	73281.547	-143595.
	STORY3	G02Q	Bottom	16160.96	0.00	0.00	0.000	77225.887	-149833.
	STORY2	G02Q	Top	17834.45	0.00	0.00	0.000	84545.063	-165392.
	STORY2	G02Q	Bottom	18509.18	0.00	0.00	0.000	88489.403	-171631.
	STORY1	G02Q	Top	19990.17	0.00	0.00	0.000	96033.137	-185404.
	STORY1	G02Q	Bottom	20742.93	0.00	0.00	0.000	100383.233	-192368.
	RDC	G02Q	Top	22258.69	0.00	0.00	0.000	108101.097	-206464.
	RDC	G02Q	Bottom	23119.69	0.00	0.00	0.000	113076.697	-214429.
	S/SOL	G02Q	Top	24635.45	0.00	0.00	0.000	120794.561	-228526.
	S/SOL	G02Q	Bottom	<b>26289.38</b>	0.00	0.00	0.000	129830.741	-243871.

$$W = 26289.38 \text{ kn}$$

Maintenant, Il faut vérifier que :  $V_{MSE} 0.8 < V_{ETABS}$

- Sens x-x

$$V_x = \frac{0.15 \times 1.30 \times 1}{4} \times 26289.38 = 1281.61 \times 0.8 = 1025.28 \text{ kn}$$

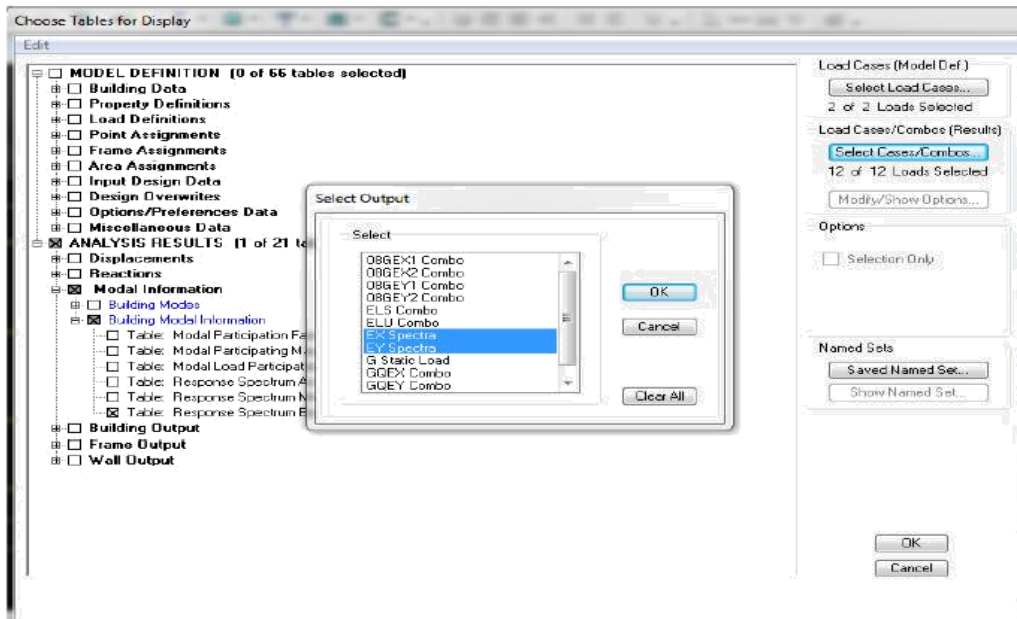
- Sens y-y

$$V_Y = \frac{0.15 \times 1.30 \times 1}{4} \times 26289.38 = 1281.61 \times 0.8 = 1025.28 \text{ kn}$$

○ **Détermination de l'effort tranchant par ETABS (Méthode modal spectrale)**

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

**Display → show table → modal information → building modal information  
→ Table: Response s spectrum Base Reactions**



**1. Les résultats s'afficheront comme suit**

- Sens longitudinal :  $V_{ETABS} = 1066.42 \text{ kn}$
- Sens transversal :  $V_{ETABS} = 1153.43 \text{ kn}$

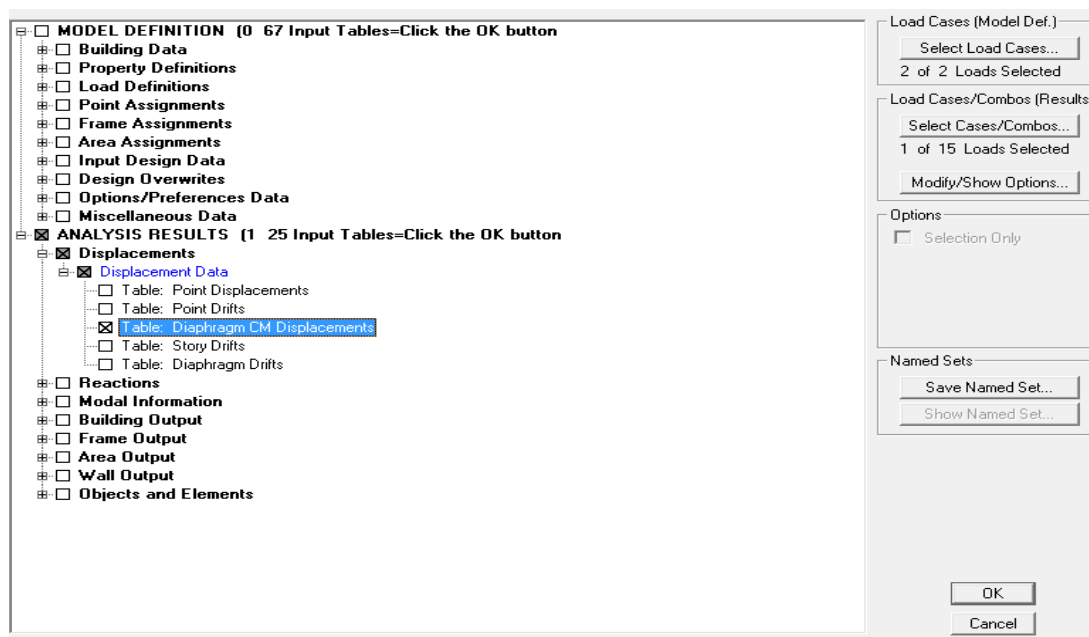
**2. Vérification**

- Sens longitudinal :  $V_{ETABS} = 1066.42 \text{ kn} > 0.8V_{MSE} = 1025.28 \text{ kn}$
- Sens transversal :  $V_{ETABS} = 1153.43 \text{ kn} > 0.8V_{MSE} = 1025.28 \text{ kn}$

**⇒ Donc l'effort tranchant a la base est vérifié.**

**V.7 VERIFICATION DES DEPLACEMENTS**

Display → show table → displacement → displacement data → Diaphragm cm displacement  
→ cocher les deux combinaisons  $E_x$  et  $E_y$ .



- On doit vérifier que les déplacements inter étages ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA 2003/Art 5.10].

$$\Delta x \times R \leq 1\%h$$

$U_x$  et  $U_y$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion) ;

$\Delta_x$  et  $\Delta_y$  : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x (idem dans le sens y) ;

$R$  : Coefficient de comportement.

$$\Delta x = U_x - U_{x-1} \quad , \quad \Delta y = U_y - U_{y-1}$$

**Tab.4** Déplacements relatifs sous l'action  $E_x$  et  $E_y$ .

Story	$U_x$	$U_y$	$\Delta x$	$\Delta y$	$\Delta x \times R$	$\Delta y \times R$	1%He	OBS
STORY9	0.0142	0.0122	0.0012	0.0014	0.0048	0.0056	0,0306	C-V
STORY8	0.0130	0.0108	0.0014	0.0014	0.0056	0.0056	0,0306	C-V
STORY7	0.0116	0.0094	0,0014	0.0015	0.0056	0.006	0,0306	C-V
STORY6	0.0102	0.0079	0.0015	0.0014	0.006	0.0056	0,0306	C-V
STORY5	0.0087	0.0065	0.0017	0.0015	0.0068	0.006	0,0306	C-V
STORY4	0.007	0.005	0.0016	0.0013	0.0064	0.0052	0,0306	C-V
STORY3	0.0054	0.0037	0.0016	0.0012	0.0064	0.0048	0,0306	C-V
STORY2	0.0038	0.0025	0.0015	0.0011	0.006	0.0044	0,0306	C-V
STORY1	0.0023	0.0014	0.0013	0.0008	0.00052	0.00032	0,0306	C-V
RDC	0.001	0.0006	0.0009	0.0005	0.0036	0.002	0.0350	C-V
S/sol	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0004	0.0004	0.0306	C-V

## V.8 JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P-DELTA

Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

Avec :

**P<sub>k</sub>**: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau «k»

**V<sub>k</sub>** : effort tranchant d'étage au niveau « k » on le tire d'ETABS ;

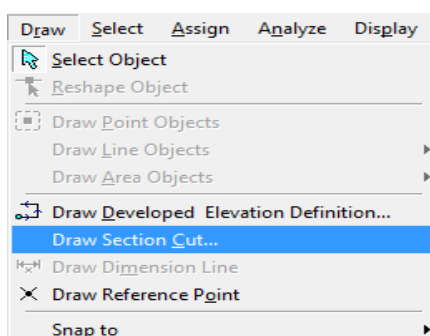
**Δ<sub>k</sub>** : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons les combinaisons sismique (G+Q+E et 0.8G+E) (on la tiré précédemment) ;

**H<sub>k</sub>**: hauteur de l'étage « k » ;

**P<sub>K</sub> = m x g** (pour chaque niveau) ;

V<sub>k</sub>= effort tranchant de chaque niveau → obtenu par la méthode précédente (effort tranchant a la base).

- **View**→ set 3d view
- **Draw**→ draw section cut



**Tab.5** Résultats obtenus représentée en dessous selon les deux directions **XX** et **YY**

- **Sens longitudinal (x-x)**

Story	<i>P<sub>k</sub></i>	<i>Δ<sub>x</sub></i>	<i>V<sub>k<sub>x</sub></sub></i>	<i>H<sub>k</sub></i>	<i>θ<sub>k</sub></i>	<i>condition</i>	<i>OBS</i>
<b>STORY9</b>	2032.31	0.0012	227.38	3.06	0.0035	≤ 0,1	c-v
<b>STORY8</b>	2186.81	0,0014	395.05	3,06	0.0025	≤ 0,1	c-v
<b>STORY7</b>	2211.04	0,0014	531.94	3.06	0.0019	≤ 0,1	c-v
<b>STORY6</b>	2240.90	0,0015	647.73	3.06	0.0017	≤ 0,1	c-v
<b>STORY5</b>	2240.90	0,0017	746.71	3.06	0.0016	≤ 0,1	c-v
<b>STORY4</b>	2218.70	0,0016	832.22	3.06	0.0014	≤ 0,1	c-v
<b>STORY3</b>	2304.15	0,0016	909.18	3.06	0.0013	≤ 0,1	c-v
<b>STORY2</b>	2304.15	0,0015	974.89	3.06	0.0011	≤ 0,1	c-v
<b>STORY1</b>	2148.55	0.0013	1021.48	3,06	0.0009	≤ 0,1	c-v
<b>RDC</b>	2276.50	0.0009	1057.53	3.50	0.00055	≤ 0,1	c-v
<b>S.SOL</b>	2727.18	0.0001	1161.63	3.06	0	≤ 0,1	c-v

○ Sens transversal (y-y)

Story	$P_k$	$\Delta y$	$V k_y$	$H_k$	$\theta_k$	condition	OBS
STORY9	2032.31	0.0014	274.29	3.06	0.0034	$\leq 0,1$	c-v
STORY8	2186.81	0.0014	456.41	3,06	0.0022	$\leq 0,1$	c-v
STORY7	2211.04	0.0015	590.79	3.06	0.0018	$\leq 0,1$	c-v
STORY6	2240.90	0.0014	709.13	3.06	0.0014	$\leq 0,1$	c-v
STORY5	2240.90	0.0015	807.80	3.06	0.0013	$\leq 0,1$	c-v
STORY4	2218.70	0.0013	893.95	3.06	0.001	$\leq 0,1$	c-v
STORY3	2304.15	0.0012	974.41	3.06	0.00092	$\leq 0,1$	c-v
STORY2	2304.15	0.0011	1041.83	3.06	0.00085	$\leq 0,1$	c-v
STORY1	2148.55	0.0008	1098.47	3.06	0.00051	$\leq 0,1$	c-v
RDC	2276.50	0.0005	1146.58	3.50	0.00028	$\leq 0,1$	c-v
S.SOL	2727.18	0.0001	1164.09	3.06	0	$\leq 0,1$	c-v

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux :  $\theta \leq 0.10$

## V.9 JUSTIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

$v$ : Effort normal réduit

$B_c$ : Section brute de l'élément.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton

$N_d$  : Effort normal de compression max

$N_d$  est tiré d'ETABS  $\Rightarrow$  on sélectionne d'abord les poteaux

Display  $\rightarrow$  show table  $\rightarrow$  frame output  $\rightarrow$  frame force  $\rightarrow$  table: Colum force  $\rightarrow$  combinaison (0.8G+Q) et (G+Q+E).

Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
STORY3	C1	GQE MAX	0,000	350,05	4,46	16,52	2,598	32,64
STORY3	C1	GQE MAX	1,500	359,42	4,46	16,52	2,598	8,186
STORY3	C1	GQE MAX	3,000	368,80	4,46	16,52	2,598	45,89
STORY3	C1	GQE MIN	0,000	-907,94	-3,92	-38,30	-2,632	-69,26
STORY3	C1	GQE MIN	1,500	-898,57	-3,92	-38,30	-2,632	-12,05
STORY3	C1	GQE MIN	3,000	-889,19	-3,92	-38,30	-2,632	-17,10
STORY3	C1	08QE MAX	0,000	430,17	4,34	20,75	2,604	39,74
STORY3	C1	08QE MAX	1,500	437,67	4,34	20,75	2,604	8,915
STORY3	C1	08QE MAX	3,000	445,17	4,34	20,75	2,604	40,28
STORY3	C1	08QE MIN	0,000	-827,82	-4,03	-34,07	-2,827	-62,10
STORY3	C1	08QE MIN	1,500	-820,32	-4,03	-34,07	-2,827	-11,30
STORY3	C1	08QE MIN	3,000	-812,82	-4,03	-34,07	-2,827	-22,71
STORY2	C1	GQE MAX	0,000	749,10	6,99	18,30	1,510	61,05
STORY2	C1	GQE MAX	1,840	760,60	6,99	18,30	1,510	27,55
STORY2	C1	GQE MAX	3,680	772,10	6,99	18,30	1,510	23,91
STORY2	C1	GQE MIN	0,000	-1474,41	-8,39	-25,52	-1,573	-70,58
STORY2	C1	GQE MIN	1,840	-1462,91	-8,39	-25,52	-1,573	-23,75

**Tab.6** Les résultats obtenus pour la vérification de l'effort normale réduit.

	éléments	$N_d$	$B_C$	$F_{c28}$	$\nu$	condition	obs.
<b>35 x 35</b>	C5	694.17	0.12	25000	0.227	$\leq 0.30$	C-V
<b>40 x 40</b>	C5	1150.39	0.16	25000	0.288	$\leq 0.30$	C-V
<b>45 x45</b>	C5	1339.97	0.20	25000	0.265	$\leq 0.30$	C-V

**Conclusion**

Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, donc nous allons passer au ferrailage de la Structure.

## Chapitre VI

## FERRAILLAGE DES ELEMENTS

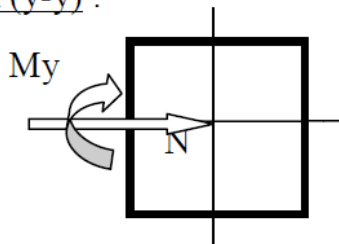
## VI.1 FERRAILLAGE DES POTEAUX

## VI.1.1 Introduction

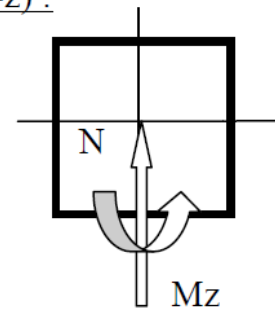
Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée dans les deux sens ( transversal et longitudinal ), à l'ELU en précédant à des vérifications à l'ELS, sous les combinaisons les plus défavorables

- A l'ELU :  $1,35.G + 1,5.Q$ .
- A l'ELS :  $G + Q$ .
- A RPA 99 modifié 2003 :  $0,8.G \pm E$ .
- A RPA 99 modifié 2003 :  $G + Q \pm E$ .

Selon (y-y) :



Selon (z-z) :



**Figure. VI.1** Les moments et efforts dans les poteaux en flexion composée dans les deux sens

Les calculs se feront en tenant compte des trois types de sollicitations

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

### VI.1.2 Recommandations du RPA 99 modifiées 2003

#### A) - Armature longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être

- En haute adhérences ( HA ), droites et sans crochets .
- Le diamètre minimal est de 12 mm .
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40.\phi$  ( Zone II<sub>a</sub> ).
- La distance entre les barres verticales dans la face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm .
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement .

#### 1) - Pourcentage minimal

Le pourcentage minimal de l'acier est de ( 0,8% ) de la section du poteau

- Poteau ( 45×45 ) :  $A_{min} = 0,008 . ( 45 \times 45 ) = 16,2 \text{ cm}^2$ .
- Poteau ( 40×40 ) :  $A_{min} = 0,008 . ( 40 \times 40 ) = 12,8 \text{ cm}^2$ .
- Poteau ( 35×35 ) :  $A_{min} = 0,008 . ( 35 \times 35 ) = 09,8 \text{ cm}^2$ .

#### 2) - Pourcentage maximal

Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de ( 6.%*b.h* )

- Poteau ( 45×45 ) :  $A_{max} = 0,06 . ( 45 \times 45 ) = 121,5 \text{ cm}^2$ .
- Poteau ( 40×40 ) :  $A_{max} = 0,06 . ( 40 \times 40 ) = 96,0 \text{ cm}^2$ .
- Poteau ( 35×35 ) :  $A_{max} = 0,06 . ( 35 \times 35 ) = 73,5 \text{ cm}^2$ .
- Le pourcentage maximal en zone courante sera de ( 4.%*b.h* )
- Poteau ( 45×45 ) :  $A_{max} = 0,04 . ( 45 \times 45 ) = 81 \text{ cm}^2$ .
- Poteau ( 40×40 ) :  $A_{max} = 0,04 . ( 40 \times 40 ) = 64 \text{ cm}^2$ .
- Poteau ( 35×35 ) :  $A_{max} = 0,04 . ( 35 \times 35 ) = 49 \text{ cm}^2$ .

#### B) - Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{A_t}{s_t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} . \text{ Avec}$$

$A_t$  : Armatures transversales.

$s_t$  : Espacement des armatures transversales tel que

- $s_t \leq \min ( 10.\phi_1 ; 15 \text{ cm} )$  en zone nodal .
- $s_t \leq 15.\phi_1$  en zone courante .

Avec(  $\phi_1$  ) : Diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

$\rho$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant

- $\rho = 2,50$  si l'élancement géométrique (  $\lambda_g \geq 5$  ).
- $\rho = 3,75$  si l'élancement géométrique (  $\lambda_g < 5$  ).

$V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$H_I$  : Hauteur total de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique des armatures transversales, ( $f_e = 400$  MPa ).

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée comme suite

Nous avons

$\lambda_g$  : Elancement géométrique du poteau .

- Si  $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{min} = 0,3\% \cdot b_0 \cdot s_t$  .

- Si  $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{min} = 0,8\% \cdot b_0 \cdot s_t$  .

- Si  $3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow A_{min}$  par interpolation entre les valeurs précédentes

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right\} .$$

$L_f$  : Longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par un crochet à  $350^\circ$  ayant une longueur ( $10\phi_t$ ) minimale.

«  $a$  » et «  $b$  » représentent les dimensions de la section droite du poteau dans la Direction de la déformation considérée .

### VI.1.3 Les étapes de calcul des armatures en flexion composée à l'ELU

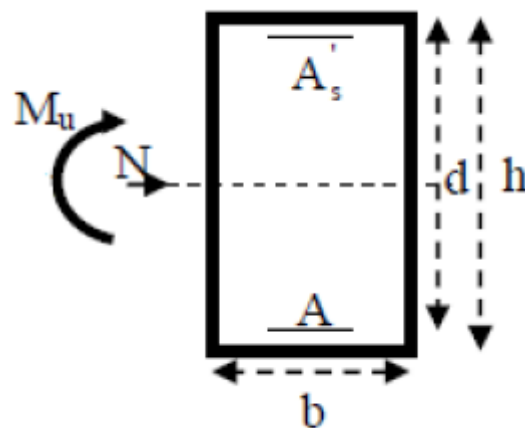
Chaque poteau est soumis à un effort normal ( $N$ ) de compression ou de traction et à un moment fléchissant ( $M$ ), ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants

a - Section partiellement comprimée (SPC).

b - Section entièrement comprimée (SEC).

#### *a - Section partiellement comprimée (SPC)*

La section est dite partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée



**Figure. VI.2** Schéma des moments et efforts d'une section partiellement comprimée

1) - Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, l'effort normal appliqué est un effort de compression ou de traction tel que

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c .$$

2) - Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures, l'effort normal appliqué est de compression tel que

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c .$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante

$$N_u \cdot (d - \bar{c}) \cdot M_f \leq (0,337 - 0,81 \cdot \frac{\bar{c}}{h}) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} .$$

$$M_f = M_u + N_u \cdot (\frac{h}{2} - c) = N_u \cdot g$$

$$g = e + (\frac{h}{2} - \bar{c}) \Rightarrow \text{Si } (N) \text{ étant un effort de compression.}$$

$$g = e - (\frac{h}{2} - \bar{c}) \Rightarrow \text{Si } (N) \text{ étant un effort de traction.}$$

### 3) - Détermination des armatures

#### a) - Calcul du moment fictif

$$M_f = M_u + N_u \cdot (\frac{h}{2} - c) = N_u \cdot g$$

#### b) - Calcul du moment réduit

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d \cdot f_{bc}} .$$

#### 1<sup>er</sup> cas

$$\text{Si } \mu_f \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA } (A' = 0).$$

#### - Armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{b \cdot d \cdot \sigma_s} .$$

#### - Armatures réelles

$$A = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_s} \Rightarrow \begin{cases} + & \text{Si } (N) \text{ effort de traction.} \\ - & \text{Si } (N) \text{ effort de compression.} \end{cases}$$

#### 2<sup>ème</sup> cas

$$\text{Si } \mu_f \geq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SDA } (A' \neq 0).$$

#### - Armatures en flexion simple

$$M_r = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc} .$$

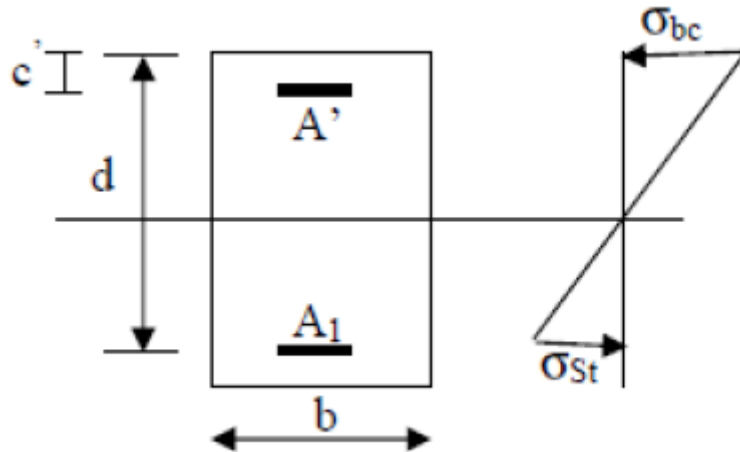
$$\Delta M = M_f - M_r .$$

$$\begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \\ \bar{A} = \frac{\Delta M}{(d - \bar{c}) \cdot \sigma_{st}} \end{cases} \text{ tel que } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

**- Armatures en flexion composée**

$$A = \bar{A}_f .$$

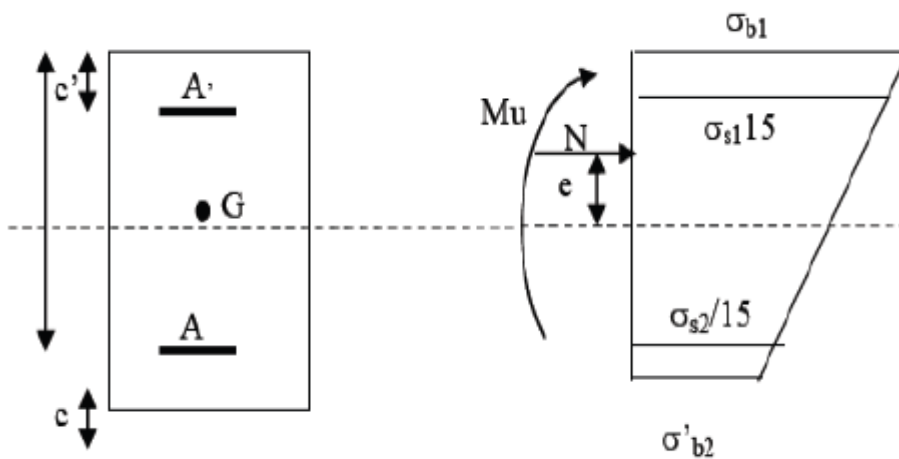
$$A = A_f \pm \frac{N_y}{\sigma_{st}} .$$



**Figure. VI.3** Schéma des contraintes d'une section partiellement comprimée

**b- Section entièrement comprimé (SEC)**

La section est dite entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées



**Figure. VI.4** Schéma des contraintes d'une section entièrement comprimée

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c .$$

- Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.

-  $N$  : Effort de compression .

- La condition suivante est vérifiée

$$N_u.(d - \bar{c}) - M_f > (0,337.h - 0,81.c).b.h^2.f_{bc}$$

- **Détermination des armatures**

- **1<sup>er</sup> cas**

$$N_u.(d - \bar{c}) - M_f \geq (0,5.h - \bar{c}).b.h.f_{bc} . \Rightarrow \text{SDA.}$$

$$\bar{A}_s > 0 \text{ et } A_s > 0 .$$

$$\bar{A}_s = \frac{M_f - (d - 0,5.h).b.h.f_{bc}}{(d - \bar{c}).\sigma_s} .$$

$$A_s = \frac{N_u - 100.f_{bc}.b.h}{100.\sigma_s} - \bar{A}_s .$$

$\bar{A}_s$  : Armatures comprimées .

$A_s$  : Armatures tendues.

- **2<sup>ème</sup> cas**

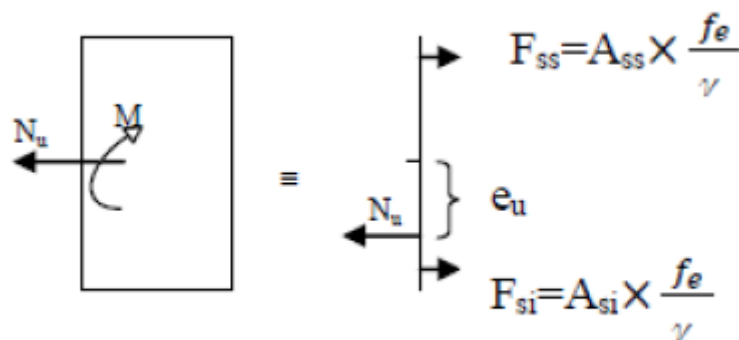
$$N_u.(d - \bar{c}) - M_f \leq (0,5.h - \bar{c}).b.h.f_{bc} . \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\bar{A}_s > 0 \text{ et } A_s = 0 .$$

$$\bar{A}_s = \frac{N_u - \Psi . b . h . 100 . f_{bc}}{100 . \sigma_s} .$$

$$\Psi = \frac{0,397 + \frac{N_u(d - \bar{c}) - 100 . M_f}{b.h^2.100.f_{bc}}}{0,8571 . \frac{\bar{c}}{h}} .$$

**c- section entièrement tendue**



**Figure. VI.5** Schéma d'une section entièrement tendue

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$$

$$A_{ss} = \frac{N_u \cdot a}{(d \cdot \bar{\epsilon}) \cdot \sigma_{st}} \text{ tel que : } a = \left( \frac{h}{2} - c \right) - e_u.$$

$$A_{si} = \frac{N_u}{\sigma_{st}} - A_{ss}.$$

$$F_{ss} = A_{ss} \cdot \sigma_{st} \text{ et } F_{si} = A_{si} \cdot \sigma_{st}.$$

#### VI.1.4 Le calcul à l'ELU et le ferrailage adopté pour les poteaux dans les deux sens

Les résultats des efforts internes des poteaux pour chaque combinaison, sont extrais à l'aide du logiciel ETABS, tant dit que le ferrailage se fait à l'aide du logiciel SOCOTEC.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant

**Tab.1**

Niv	Zone	Efforts normaux.	Moments	e (m)	(h/2) - 2	Obs.	A <sub>sc</sub>	A <sub>st</sub>	A <sub>min</sub>	A <sub>adop</sub>	Ferrailage
S-sol RDC 1 <sup>er</sup>	45	$N_{max} = -1663,51$	$M_{cor} = -6,440$	0,003	0,205	SPC	0	25,53	16,20	28,65	4HA20
	X	$N_{min} = 492,92$	$M_{cor} = 1,973$	0,004	0,205	SPC	0	06,22		28,65	+
	45	$N_{cor} = -191,29$	$M_{max} = 51,557$	0,270	0,205	SPC	0	06,07		28,65	8HA16
2 <sup>eme</sup> 3 <sup>eme</sup> 4 <sup>eme</sup>	40	$N_{max} = -1432,57$	$M_{cor} = 6,287$	0,004	0,180	SPC	0	22,73	12,80	24,88	4HA20
	X	$N_{min} = 245,63$	$M_{cor} = 0,556$	0,002	0,180	SPC	0	03,18		24,88	+
	40	$N_{cor} = -567,19$	$M_{max} = 45,845$	0,080	0,180	SPC	0	11,39		24,88	8HA14
5 <sup>eme</sup> 6 <sup>eme</sup> 7 <sup>eme</sup> 8 <sup>eme</sup> 9 <sup>eme</sup>	35	$N_{max} = -867,79$	$M_{cor} = 20,854$	0,024	0,155	SPC	0	14,66	09,80	15,14	6HA16
		$N_{min} = 62,18$	$M_{cor} = 0,513$	0,008	0,155	SPC	0	00,78		15,14	+
		$N_{cor} = -488,42$	$M_{max} = 36,699$	0,075	0,155	SPC	0	09,97		15,14	2HA14

#### VI.1.5 Vérification à l'ELU

##### 1) - 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 .

### 2) - Diamètre des armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent .

Nous avons

(  $\phi_L^{max}$  ) : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales .

$$\phi_t \geq \frac{\phi_L^{max}}{3} \Rightarrow \phi_t \geq \frac{20}{3} = 6,66 \text{ soit } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en

Un cadre et un losange donc  $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ .

### 3) - Espacement des armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \Rightarrow S_t = \frac{A_t \cdot h_1 \cdot f_e}{\rho_a \cdot V_u} .$$

$S_t$  : L'espacement des armatures transversales .

$A_t$  : Espacement des armatures transversales .

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant .

$V_u$  : Effort tranchant .

$h_1$  : hauteur totale de la section brute .

$f_e$  : limite élastique de l'acier d'armature transversale .

$\rho_a = 2,50$  Si l'élançement géométrique  $\lambda_g \geq 5$  .

$\rho_a = 3,75$  Si l'élançement géométrique  $\lambda_g < 5$  .

La valeur maximale de l'espacement ( $S_t$ ) des armatures transversales est fixée comme suit

#### a) - En zone nodale

$$S_t \leq \min ( 10 \cdot \phi_t^{min} ; 15 \text{ cm} ) = \min ( 10 \times 1,4 ; 15 )$$

$$S_t \leq \min ( 14 ; 15 \text{ cm} ) \text{ On adoptes : } S_t = 10 \text{ cm} .$$

#### b) - En zone courante

$$S_t \leq 15 \cdot \phi_t^{min}$$

$$S_t \leq 21 \text{ cm} \quad \text{On adoptes : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

### 4) - Elançement géométrique du poteau

L'élançement géométrique ( $\lambda_g$ ) est donné par la relation suivante

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f \quad \text{avec } l_f = 0,7 \cdot l_0 .$$

$l_f$  : Longueur de flambement du poteau .

$l_0$  : Longueur libre du poteau .

$$i : \text{Rayon de giration tel que } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{b \cdot h^3}{12}}{b \cdot h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{\sqrt{12}} .$$

$I$  : Moment d'inertie du poteau .

$B$  : Section transversale du poteau ( $B = b.h$ ).

**a) - Poteau ( 45 × 45 )**

Le sous-sol et le 1<sup>er</sup> étage

$$\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0,7 \times 306 = 16,48 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2,50 .$$

Le red de chaussez

$$\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0,7 \times 350 = 18,80 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2,50 .$$

**b) - Poteau ( 40 × 40 )**

Le 2<sup>ème</sup> ; 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage

$$\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0,7 \times 306 = 18,55 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2,50 .$$

**c) - Poteau ( 35 × 35 )**

Le 5<sup>ème</sup> ; 6<sup>ème</sup> ; 7<sup>ème</sup> ; 8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> étage

$$\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0,7 \times 306 = 21,20 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2,50 .$$

**Remarque**

L'élancement géométrique ( $\lambda_g$ ) est supérieure à Cinque donc  $\rho_a = 2,50$  et  $\frac{A_t}{b \cdot S_t} = 0,3\%$  .

**5) - Vérification des armatures transversales**

**a) - Poteau ( 45 × 45 )**

Le S-Sol ; RDC ; 1<sup>er</sup> étage

- Zone nodale ( $S_t = 10$  cm )

$$A_t^{min} = 0,3\% \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 .$$

$$A_t^{min} = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t^{adoptée} = 2,01 \text{ cm}^2 . \Rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

- Zone courante ( $S_t = 15$  cm )

$$A_t^{min} = 0,3\% \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2 .$$

$$A_t^{min} = 2,025 \text{ cm}^2 < A_t^{adoptée} = 2,01 \text{ cm}^2 . \Rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

**2) - Poteau ( 40 × 40 )**

Le 2<sup>ème</sup> ; 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage

$$A_t^{min} = 0,3\% \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,20 \text{ cm}^2 .$$

- Zone nodale ( $S_t = 10$  cm )

$$A_t^{min} = 1,20 \text{ cm}^2 < A_t^{adoptée} = 2,01 \text{ cm}^2 . \Rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

- Zone courante ( $S_t = 15$  cm )

$$A_t^{min} = 0,3\% \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,80 \text{ cm}^2 .$$

$$A_t^{min} = 1,80 \text{ cm}^2 < A_t^{adoptée} = 2,01 \text{ cm}^2 . \Rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

### 3) - Poteau ( 35 × 35 )

Le 5<sup>ème</sup> ; 6<sup>ème</sup> ; 7<sup>ème</sup> ; 8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> étage

- Zone nodale (  $S_t = 10 \text{ cm}$  )

$$A_t^{min} = 0,3\% \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2.$$

$$A_t^{min} = 1,05 \text{ cm}^2 < A_t^{adoptée} = 2,01 \text{ cm}^2. \Rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

- Zone courante (  $S_t = 15 \text{ cm}$  )

$$A_t^{min} = 0,3\% \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,575 \text{ cm}^2.$$

$$A_t^{min} = 1,575 \text{ cm}^2 < A_t^{adoptée} = 2,01 \text{ cm}^2. \Rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

### 6) - Détermination de la zone nodale

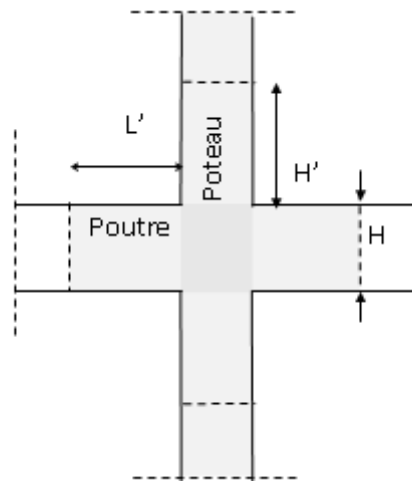
Nous avons au niveau des poteaux la zone nodale est déterminée par

$$\bar{H} = \max \left( \frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \right) \text{ cm .}$$

$h_e$  : La hauteur entre nus des poutres .

$b_1 ; h_1$  : Les dimensions du poteau .

On aura :  $\bar{H} = 60 \text{ cm}$  .



**Figure. VI.6** Schéma délimitant la zone nodale

### 7) - Vérification des contraintes tangentielles

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_b = \rho_d \cdot f_{c28} \quad \text{tel que :} \quad \rho_d = 0,075 \quad \text{si } \lambda_g \geq 5 .$$

$$\rho_d = 0,040 \quad \text{si } \lambda_g \leq 5 .$$

$$\bar{\tau}_b = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa} .$$

#### a) - Poteau ( 45 × 45 )

$$\tau_b = \frac{40,46 \times 10^3}{450 \times 430} = 0,20 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 1,875 \text{ MPa} . \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée} .$$

#### b) - Poteau ( 40 × 40 )

$$\tau_b = \frac{36,54 \times 10^3}{400 \times 380} = 0,24 \text{ MPa} .$$

$$\tau_b = 0,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 1,875 \text{ MPa} . \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée} .$$

#### c) - Poteau ( 35 × 35 )

$$\tau_b = \frac{20,47 \times 10^3}{350 \times 330} = 0,17 \text{ MPa} .$$

$$\tau_b = 0,17 < \bar{\tau}_b = 1,875 \text{ MPa} . \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée} .$$

### VI.1.6 Vérification à l'ELS

L a vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à déterminé les contraintes dans le béton ( $\sigma_{bc}$ ) et dans les aciers ( $\sigma_{st}$ ), et à démontré que ces contraintes sont au plus égales ou admissibles à ( $\bar{\sigma}_{bc}$ ) et ( $\bar{\sigma}_{st}$ ) .

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

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} .$$

Nous avons aussi

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \quad \rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \quad \rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Avec

- $M_s$  : Le moment de flexion à l'ELS .
- $N_s$  : L'effort normal à l'ELS .

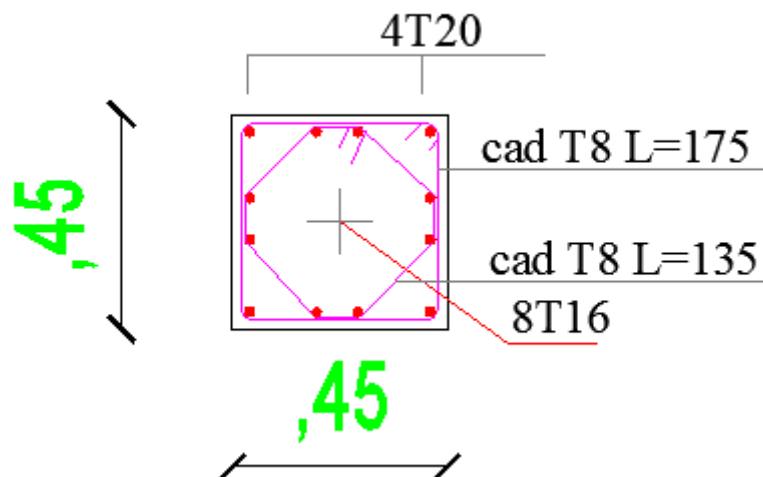
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

**Tab.2**

Zone	N (KN.m)	M (KN.m)	$e_s$	h/6	nature	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\tilde{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.
45 X 45	-1203,02	-4,694	0,003	0,075	SEC	06,25	15	Vérifiée
	-82,27	-3,345	0,040	0,075	SEC	0,63		
	-295,85	20,70	0,069	0,075	SEC	0,10		
40 X 40	-1034,77	-4,537	0,004	0,06	SEC	5,41	15	Vérifiée
	-87,60	7,917	0,09	0,060	SEC	0,09		
	-893,37	21,515	0,020	0,060	SEC	3		
35 X 35	-626,89	14,698	0,023	0,058	SEC	2,13	15	Vérifiée
	-9,18	-12,858	1,40	0,058	SEC	0,01		
	-18,87	-22,402	1,18	0,058	SEC	0,03		

### VI.1.7 Ferrailage

Poteau ( 45 × 45 )



**Figure. VI.7** Vue en plan du ferrailage des armatures du poteau ( 45 × 45 )

Poteau ( 40 × 40 )

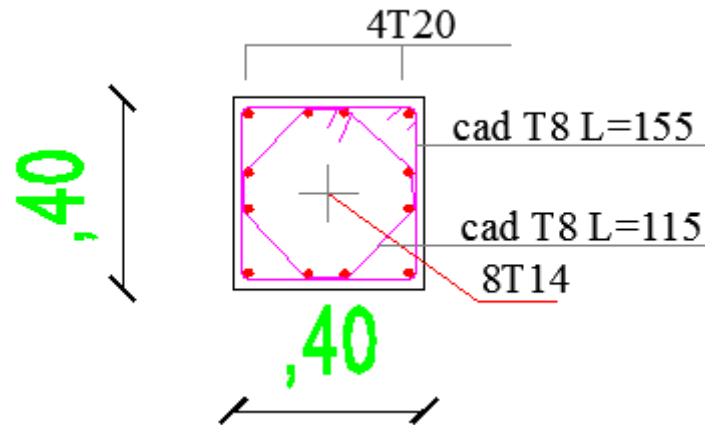


Figure. VI.8 Vue en plan du ferrailage des armatures du poteau ( 40 × 40 )

Poteau ( 35 × 35 )

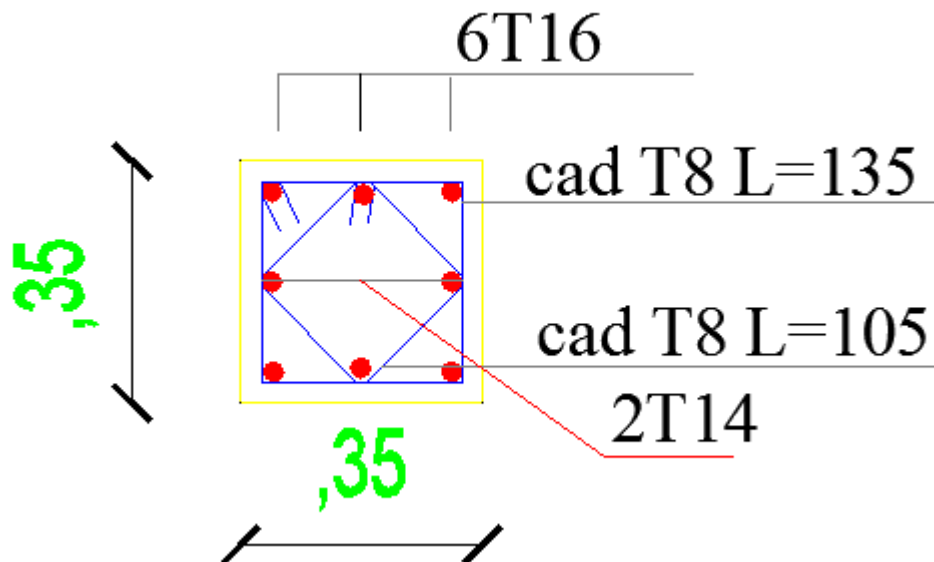


Figure. VI.9 Vue en plan du ferrailage des armatures du poteau ( 35 × 35 )

## VI.2 FERRAILLAGE DES POUTRES

### VI.2.1 Introduction

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Elles seront ferrillées en flexion simple sous la combinaison la plus défavorable ci-dessous, puis on effectuera les vérifications à l'ELS.

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

### VI.2.2 Recommandations du RPA99 version 2003

#### VI.2.2.1 Armatures longitudinales

- **Le pourcentage total minimum**

$$A_{\min} = 0.5\% (\mathbf{b \times h}) \text{ en toute section.}$$

- Poutre principales (30 x 40) :  $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire (30 x 35) :  $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

- **Le pourcentage total maximum**

$$A_{\max} = 4\% (\mathbf{b \times h}) \text{ en zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\% (\mathbf{b \times h}) \text{ en zone de recouvrement.}$$

- **Poutre principales (30x40)**

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

- **Poutre secondaire (30 x 35)**

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 \text{ ,(en zone courante).}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  en zone II<sub>a</sub>.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

### VI.2.2.2 Armatures transversales

- Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0,003 S_t b$$

- L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\emptyset\right) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec :

$\emptyset$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales ;

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### VI.2.3 Etapes de calcul de ferrailage

#### 1) Calcul du moment réduit « $\mu$ »

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

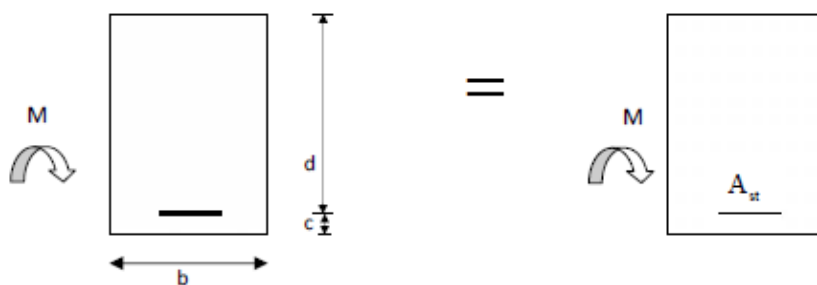
#### 2) Calcul du moment réduit limite « $\mu_1$ »

Le moment réduit limite  $\mu_1$  est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

#### 3) On compare les deux moments réduits « $\mu$ » et « $\mu_1$ »

**1er cas**  $\mu \leq \mu_1 \Rightarrow$  section est simplement armée.

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A_{sc} = 0$

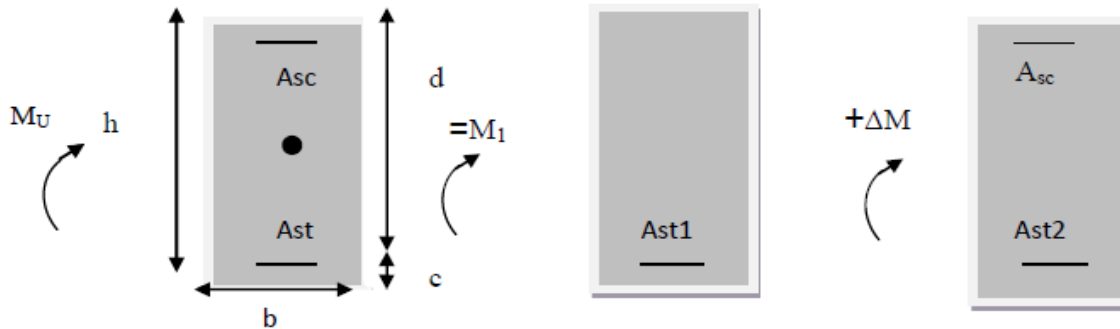


**Figure.VI.10** Disposition des armatures tendus S.S.A.

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

**2<sup>ème</sup> cas**  $\mu > \mu_1 \Rightarrow$  Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



**Figure.VI.11** Disposition des armatures SDA.

$A_{st}$  : Section d'armature tendues.

$A_{sc}$  : section d'armature comprimées.

$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_1}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \qquad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec :  $f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b \theta}$  ;  $\gamma_b = 1.5 \Rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}$

$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$  ,  $\gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$

**Remarque**

On unifie le même ferrailage pour les poutres principales et secondaires pour tout les niveaux.

- **Poutre principales (30x40)**

**Tab.3** Ferrailage des poutres principales.

	Mu	$\mu$	Obs.	$\beta$	A <sub>st</sub>	A <sub>sc.</sub>	A <sub>min</sub>	A <sub>adopté</sub>	ferrailage
<b>Travée</b>	37.625	0.061	SSA	0.968	<b>2.98</b>	0	6	<b>6.03</b>	<b>3HA16</b>
<b>appuis</b>	<b>-94.392</b>	0.1546	SSA	0.938	<b>7.71</b>	0	6	<b>6.88</b>	<b>3HA14+2HA12</b>

Les poutres principales seront ferrillées comme suit :

- **En travée**

Lit inferieur : **3HA16**filantes.

Lit supérieur : **3HA16**filantes.

- **Aux appuis**

Lit inferieur : **3HA14**filantes + **2HA12** chapeaux.

Lit supérieur : **3HA14filantes + 2HA12 chapeaux.**

- **Poutre secondaire (30x35)**

**Tab.4** Ferrailage des poutres secondaires.

	<b>Mu</b>	<b>μ</b>	obs.	<b>β</b>	<b>A<sub>st</sub></b>	<b>A<sub>sc.</sub></b>	<b>A<sub>min</sub></b>	<b>A<sub>adopté</sub></b>	<b>ferrailage</b>
<b>Travée</b>	23.491	0.05	<b>SSA</b>	0.974	<b>2.13</b>	0	5.25	<b>6.03</b>	<b>3HA16</b>
<b>appuis</b>	<b>-63.904</b>	0.138	<b>SSA</b>	0.925	<b>6.11</b>	0	5.25	<b>6.88</b>	<b>3HA14+2HA12</b>

Les poutres secondaires seront ferrillées comme suit :

- **En travée**

Lit inférieur : **3HA16filantes.**

Lit supérieur : **3HA16filantes.**

- **Aux appuis**

Lit inférieur : **3HA14filantes + 2HA12 chapeaux.**

Lit supérieur : **3HA14filantes + 2HA12 chapeaux.**

#### VI.2.4 Vérifications à l'ELU

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

- **Poutres principales de (30x40)**

$$A_{\min} = 0,23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 37,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,36 \text{ cm}^2$$

- **Poutres secondaires de (30x35)**

$$A_{\min} = 0,23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 32,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,18 \text{ cm}^2$$

Toutes les sections d'acier adoptées pour les différentes poutres sont supérieures aux sections minimales trouvées par la condition de non fragilité ➔ **La condition est vérifiée.**

- **Justification sous sollicitation d'effort tranchant (BAEL91/Art A.5.1)**

La contrainte tangentielle utilisée pour le calcul relatif de l'effort tranchant est définie par la relation :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d}, \quad \text{Avec} \quad V_u^{\max}: \text{Effort tranchant maximal à l'ELU}$$

- **Pour les poutres principales**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{82.61 \times 10^3}{300 \times 375} = 0.73 \text{ Mpa}$$

- **Pour les poutres secondaires**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{28.59 \times 10^3}{300 \times 325} = 0.29 \text{ Mpa}$$

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton (BAEL91.art A.5.1.21)**

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier :

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

Poutres principales  $\tau_u = 0.73 \text{ Mpa} < 3.33 \text{ Mpa}$  .....**Condition vérifiée.**

Poutres secondaires  $\tau_u = 0.29 \text{ Mpa} < 3.33 \text{ Mpa}$  .....**Condition vérifiée.**

- **Influence de l'effort tranchant aux appuis**

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures (BAEL91.art A.5.1.32)**

Lorsque, au droit d'un appui :  $V_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$

On doit prolonger au-delà de l'appareil d'appui une section d'armature pour équilibrer un moment égal à:  $V_u - \frac{M_u}{0.9d}$

$$\text{D'ou } A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

- **Poutres principales**

$$82.61 - \frac{37.625}{0.9 \times 0.375} = -28.87 < 0$$

- **Poutres secondaires**

$$28.59 - \frac{23.491}{0.9 \times 0.325} = -51.72 < 0$$

➔ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

- **Influence sur le béton (BAEL91 modifiées 99 Art A.5.1, 313)**

$$V_U \leq \bar{V}_U = 0.40 \times \frac{0.9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{(BAEL91, art A. 5.1.32)}$$

• **Poutres principales**

$$V_U = 82.61 \text{ kn} \leq \bar{V}_U = 0.40 \times \frac{0.9 \times 0.375 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 675 \text{ kn}$$

→ **Condition vérifiée.**

• **Poutres secondaires**

$$V_U = 28.59 \text{ kn} \leq \bar{V}_U = 0.40 \times \frac{0.9 \times 0.325 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 585 \text{ kn}$$

→ **Condition vérifiée.**

○ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'encrage des armatures

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \psi = 1.5 \text{ pour l'acier H.A}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9d \sum U_i}$$

Avec :  $\tau_{se}$  : Etant la contrainte d'adhérence d'entraînement.

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi$$

• **Poutres principales**

Nous avons choisit la section minimale des armatures longitudinales pour avoir le cas le plus défavorable soit : 3HA16 ==>  $\sum U_i = 3 \times 3.14 \times 16 = 150.72 \text{ mm}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{82.61 \times 1000}{0.9 \times 375 \times 150.72} = 1.624 \text{ Mpa}$$

→ **Condition vérifiée.**

• **Poutres secondaires**

Nous avons: 3HA14 ==>  $\sum U_i = 3 \times 3.14 \times 14 = 131.88 \text{ mm}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{28.59 \times 1000}{0.9 \times 325 \times 131.88} = 0.741 \text{ Mpa}$$

→ **Condition vérifiée.**

○ **Calcul de la longueur de scellement droit des barres**

Elle correspond à la longueur d'acier, adhérent au béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau}_s = 0.6\psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour les } \Phi 16 : l_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \Phi 14 : l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \Phi 12 : l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet «  $l_c$  » est au moins égale à «  $0.4 l_s$  » :

- Pour **HA12** :  $l_c = 0.4 l_s = 0.4 \times 42.33 = 16.92 \text{ cm}$
- Pour **HA14** :  $l_c = 0.4 l_s = 0.4 \times 49.38 = 19.75 \text{ cm}$ .
- Pour **HA16** :  $l_c = 0.4 l_s = 0.4 \times 56.44 = 22.57 \text{ cm}$ .

○ **Calcul des armatures transversales**

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10} \right)$$

$\Phi_1$  : Etant le plus petit diamètre des armatures.

➤ **Poutres principales**

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{400}{35}, 14, \frac{300}{10} \right) = 11.42 \text{ mm} \implies \text{Soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

On choisira **1cadre + 1étrier** soit  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Poutres secondaires**

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{350}{35}, 14, \frac{300}{10} \right) = 10 \text{ mm} \implies \text{Soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

On choisira **1cadre + 1étrier** soit  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- Calcul des espacements

Selon le RPA2003(Art7.5.2.2)

- Zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_1\right)$$

- Poutres principales (30 x 40)

Soit:  $S_t = 10\text{cm}$

- Poutres secondaires :(30 x 35)

$S_t = 8.75\text{ cm}$  On prend  $S_t = 10\text{ cm}$  Pour faciliter la mise en œuvre.

- Zone courante

$$S'_t \leq \frac{h}{2}$$

- Poutres principales (30 x 40)

$S'_t \leq 20\text{cm} \Rightarrow$  Soit:  $S'_t = 15\text{cm}$

- Poutres secondaires (25 x 35)

$S'_t \leq 17.5\text{cm} \Rightarrow$  Soit:  $S'_t = 15\text{cm}$

Selon le BAEL91 (Art A.5.1,22)

$$S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm})$$

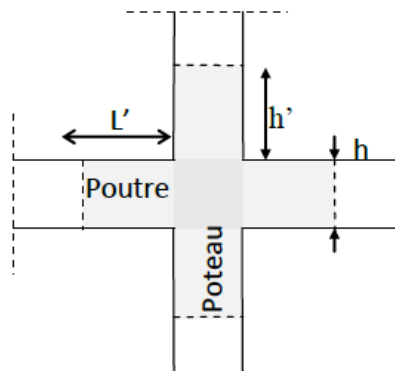
- Poutres principales (30 x 40)

$S_t \leq 33.75\text{ cm}$

- Poutres secondaires (30 x 35)

$S_t \leq 29.25\text{ cm}$  Soit:  $S_t = 15\text{cm}$

- Délimitation de la zone nodale



$L' = 2 \times h$  Avec  $h$ : Hauteur de la poutre

- **Poutres principales**

$$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

- **Poutres secondaires (30 x 35)**

$$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales minimales**

La quantité d'armatures minimales est :

**Zone courante**

$$A_t^{\min} = 0.003S_t b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Zone nodale**

$$A_t^{\min} = 0.003S_t b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 0.9 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**NB :** Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à 5cm du nu de l'appui.

### VI.1.5.Vérifications à l'ELS

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

- **Etat limite de compression du béton**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

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

Avec: 
$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$$

A: armatures adoptées a L'ELU ;

$\sigma_s$ : Contrainte de traction des aciers ;

$K_1$  et  $\beta_1$  sont tirés des tableaux en fonction de  $\rho_1$ .

On calcul: 
$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Tab.5 Résumé des résultats.

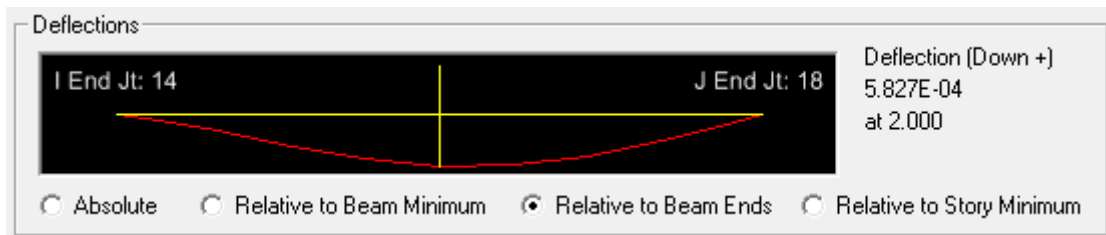
		$M_s^{max}$	$A_s$	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
(30x40)	appuis	-55.92	10.65	0.95	0.863	21.50	162.25	7.55	15	OK
	travées	27.5	6.03	0.536	0.890	30.45	136.64	4.49	15	OK
(30x35)	appuis	-24.12	8.01	0.82	0.870	23.46	106.5	4.44	15	OK
	travées	17.10	6.03	0.62	0.883	27.73	98.82	3.56	15	OK

○ **Vérification de la flèche**

Les valeurs des différentes flèches sur l'ensemble des travées sont obtenues à l'aide du logiciel ETABS.

▪ **Sens x-x**

$$\text{La flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm}$$



Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS :  $f = 5.82 \times 10^{-4}$  cm

$$f = 0.000058 < \bar{f} = 0.8 \text{ cm}$$

➔ **Condition vérifiée.**

▪ **Sens y-y**

$$\text{La flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{340}{500} = 0.68 \text{ cm}$$



Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS :  $f = 3.091 \times 10^{-5}$  cm

$$f = 0.0000030 < \bar{f} = 0.68 \text{ cm}$$

➔ **Condition 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 :

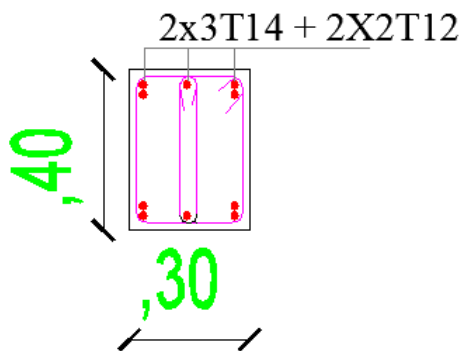
$\frac{1}{5}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

$\frac{1}{4}$  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.

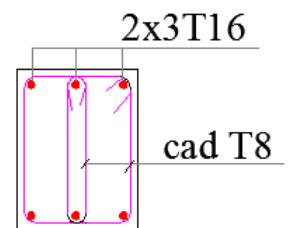
La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{1}{10}$  de la portée.

❖ **Plan de ferrailage des poutres principales et secondaires**

**1. Poutre principale**

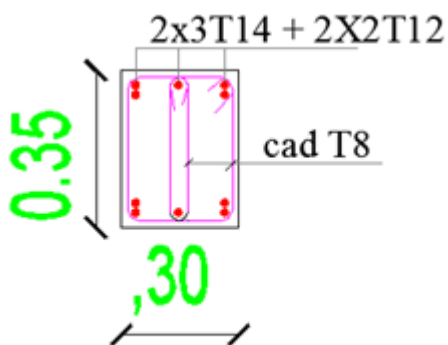


Aux appuis

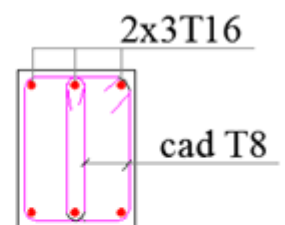


En travée

**2. Poutre secondaire**



Aux appuis



En travée

## VI.3 FERRAILLAGE DES VOILES

### VI.3 .1 Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

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'exploitations (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes (E).

Le voile est sollicité par :

- ✓ Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- ✓ Effort normal due à la combinaison des charges permanentes, et d'exploitations ainsi que la Charge sismique.

Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures

- Armatures verticales .
- Armatures horizontales .
- Armatures transversales .

#### Armatures verticales

- La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le ( RPA 99 / version 2003 )
- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de ( 0,20 % ) de la section horizontale du béton tendu .
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile .
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux .
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement) .
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à ( 15 cm ) .

#### Armatures horizontales

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile .
- Elles doivent être munies de crochets à ( 90° ) ayant une longueur de ( 10.Φ ) .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit .

### Armatures transversales

- 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'Art 7.7.4.3 du RPA 2003 ) .

- Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par Quatre épingles au mètre carré .

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on va décomposer le bâtiment en zones

#### 1) - Zone 1

S-Soul et RDC et 1<sup>er</sup> étage .

#### 2) - Zone 2

2<sup>ème</sup> , 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étages .

#### 3) - Zone 3

5<sup>ème</sup> , 6<sup>ème</sup> , 7<sup>ème</sup> 8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> étages .

### Combinaison d'action

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous

$$\text{Selon le BAEL 91} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA 2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

### VI.3 .2 Ferrailage des voiles

La méthode utilisée est la méthode de la RDM qui se fait pour une bande de largeur (d) .

#### 1. Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables ( N ) et ( M ) en utilisant les formules suivantes

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} .$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I} .$$

Avec

B : section du béton .

I : moment d'inertie du trumeau .

V et V' : bras de levier  $V = \bar{V}$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat.  
Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par

**a) - Calcul de la longueur comprimée**

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} \cdot L_c \right).$$

Avec

$h_e$  : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot L.$$

**b) - Calcul de la longueur tendue**

$L_t$  : longueur tendue       $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues, trois cas peuvent se présenter :

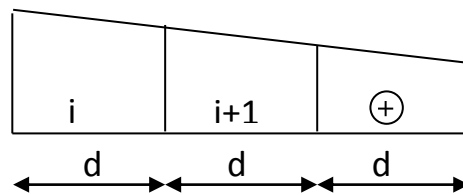
- 1) - Section entièrement comprimée ( SEC ).
- 2) - Section partiellement comprimée ( SPC ).
- 3) - Section entièrement tendue ( SET ).

**1) - Section entièrement comprimée**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

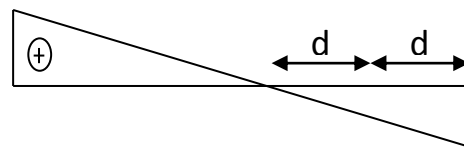
Avec : « e » épaisseur du voile .



**2) - Section partiellement comprimée**

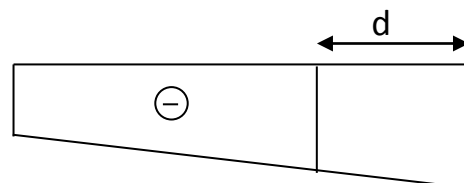
$$N_i = \frac{\sigma_{MIN} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



**3) - Section entièrement tendue**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



## 2 Détermination des armatures

### A) - Armatures verticales

#### 1) - Section entièrement comprimée

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

$B$  : section du voile .

$\sigma_{s2}$  : Contrainte de l'acier à ( 0,2 % ) = 348 MPa .

#### 2) - Section partiellement comprimée

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

$\sigma_{s10}$  : Contrainte de l'acier à ( 0,2 % ) = 348 MPa .

#### 3) - Section entièrement tendue

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

$\sigma_{s2}$  : Contrainte de l'acier à ( 1 % ) = 348 MPa .

### B) - Armatures minimales

Dans le cas de

#### - La compression simple (Art. A.8.1, 2 BAEL91)

-  $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$  Par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures .

-  $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$  avec  $B$  : section du béton comprimée .

#### - La traction simple

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Art A.4.2.1 / BAEL 91}) .$$

$B$  : section du béton tendue .

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à ( 0,2 % ) de la section horizontal du béton tendu .

### Exigences du RPA99 (version 2003)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales, est donné comme suit

-  $A_h \geq 0,15\% B$  Globalement dans la section du voile .

-  $A_h \geq 0,15\% B$  En zone courantes .

### C) - Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à (  $135^\circ$  ) ayant une longueur de  $10\Phi$  et disposé de manière à servir de cadre aux armatures verticales .

D'après le BAEL 91

$$A_h = \frac{A_v}{4} .$$

### D) - Armatures transversales

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 Quartes épingle au mètre carré .

### E) - Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec :  $T = 1.4 L V_u$

$V_u$  : Effort tranchant calculée au niveau considéré .

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement .

### F) - Armatures pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est supérieures ou égales à (  $\geq 4HA10$  ), ligaturé avec des cadres horizontaux dont l'espacements ne doit pas être supérieure à l'épaisseur du voile .

### G) - Disposition constructive

#### 1) - Espacements

D'après l'art ( 7.7.4.3 du RPA99 ) version 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes

$$S_t \leq \min ( 1,5.e ; 30 \text{ cm } ) .$$

Avec

$e$  : Epaisseur du voile .

A chaque extrémité du voile 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 égale à (  $15 \text{ cm}$  ) .

## 2) - Longueur de recouvrement

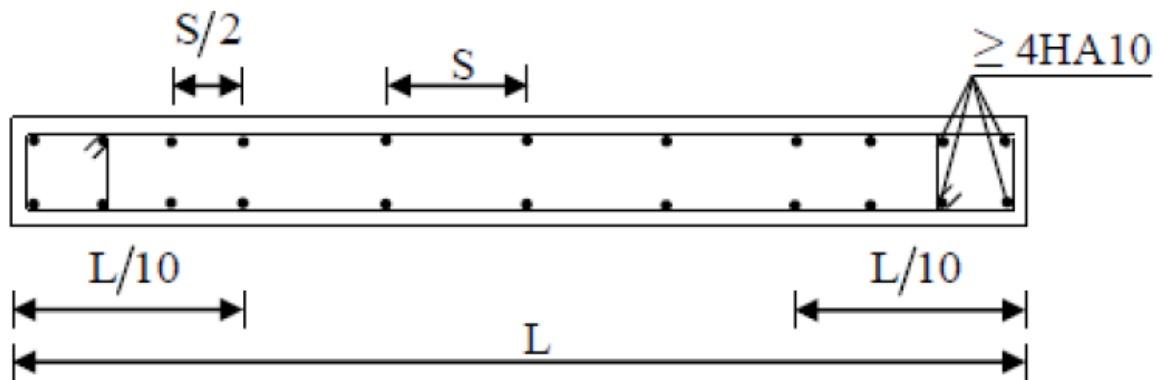
Elles doivent être égales à

- ✓  $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement 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 .

Le long des joints de reprise de coulage l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures .

## H) - Diamètre minimal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser (1/10) de l'épaisseur du voile .  $\Phi_{max} = \frac{e}{10}$  .



**Figure. VI.12** Schéma explicatif pour le diamètre des barres

### VI.3 .3 Vérification à L'ELS

Pour cet état, on considère :  $N_s = G + Q$  .

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$N_s$  : Effort normal appliqué .

$B$  : Section du béton .

$A$  : Section d'armatures adoptée .

#### 1 Vérification de la contrainte de cisaillement

- ✓ D'après le RPA99 (version 2003)

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$V = 1,4 \times V_u$  calculer .

$b_0$  : 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

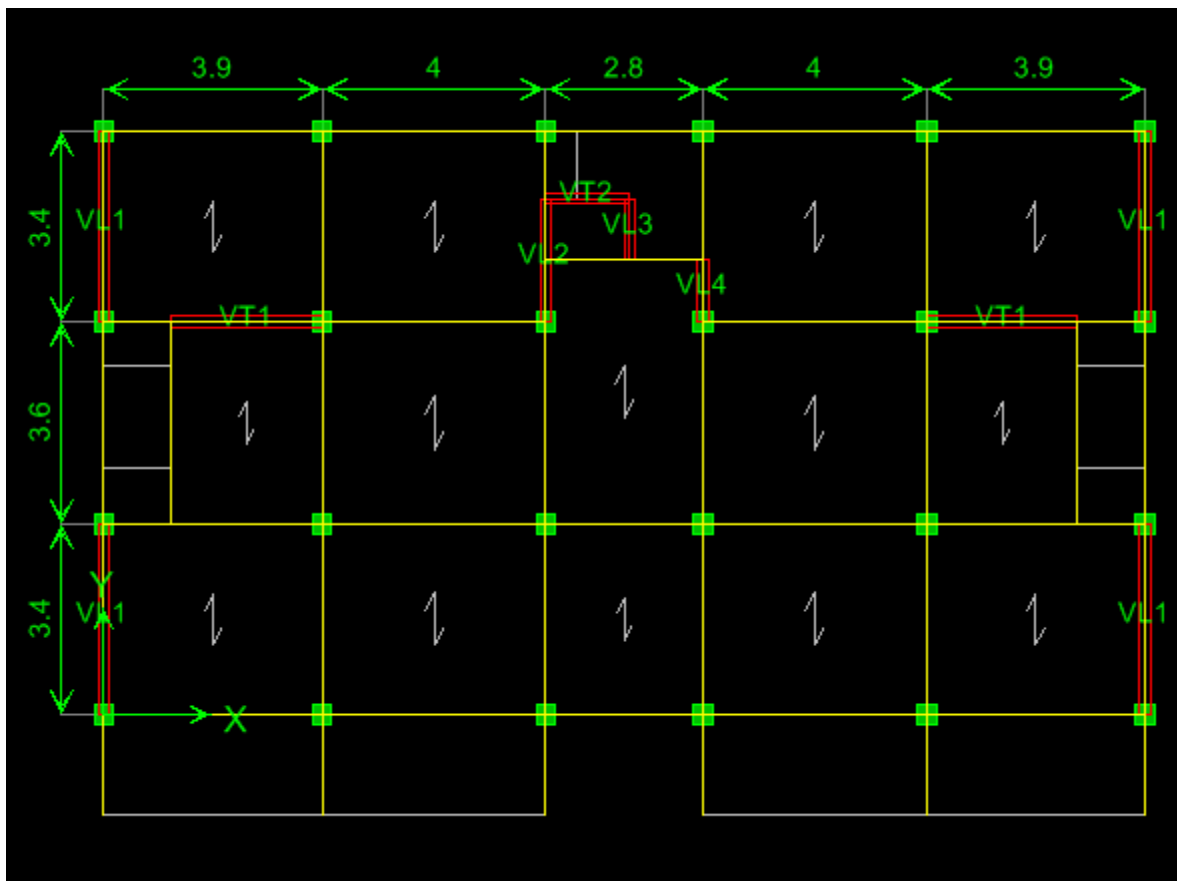
$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement .

$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$  Pour la fissuration préjudiciable .

### VI.3.4 La disposition des voiles



**Figure. VI.13** Disposition des voiles a partir du logiciel ETABS

### **VI.3.5 Ferrailage et les différentes vérification des voiles**

Tout le ferrailages des voiles et les différentes vérifications sont résumés dans les tableaux suivants

#### **VI.3.5.1 Voile longitudinal**

Tab.6 VL1

Zone		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,95	3,00	3,05		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,68	0,68	0,68		
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2737,4	2114,1	3183,03		
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-5853,86	-4833,59	-3902,81		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC		
	V <sub>u</sub> (kN)	981,36	762,52	534,97		
	L <sub>t</sub> (m)	2,32	2,37	1,87		
	L <sub>c</sub> (m)	1,08	1,03	1,53		
	d (m)	1,158	1,183	0,936		
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2926,930	2416,795	1951,405		
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1017,11	857,51	548,16	
		N <sub>2</sub>	339,037	285,837	182,718	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>25,43</b>	<b>21,44</b>	<b>13,70</b>	
		A <sub>v2</sub>	<b>8,48</b>	<b>7,15</b>	<b>4,57</b>	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		37,78	29,36	20,60	
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>34,87</b>	<b>28,78</b>	<b>18,85</b>	
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>17,92</b>	<b>14,49</b>	<b>9,72</b>	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		12,16	12,42	9,83	
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>36,18</b>	<b>30,78</b>	<b>20,36</b>	
		Bonde 2	<b>20,1</b>	<b>15,38</b>	<b>11,12</b>	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	<b>2 X 9HA16</b>	<b>2 X 10HA14</b>	<b>2 X 9HA12</b>
			Bonde 2	<b>2 X 5HA16</b>	<b>2 X 5HA14</b>	<b>2 X 5HA12</b>
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm	
		Bonde 2	10 cm	10 cm	10 cm	
A <sub>Hmin</sub> =0,0015×B(cm <sup>2</sup> )/bande		6,95	7,10	6,00		
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		9,05	7,70	5,09		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>6HA14</b>	<b>7HA12</b>	<b>7HA10</b>		
esp =20cm		(A=9,23 cm <sup>2</sup> )	(A=7,92 cm <sup>2</sup> )	(A=5,49 cm <sup>2</sup> )		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	1,604 < 3,26	1,246 < 3,26	0,874 < 3,26	
		$\tau_b$ (MPa)	2,245 < 5	1,744 < 5	1,224 < 5	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	5297,25	4650,86	3158,86	
		$\sigma_b$ (MPa)	6,93 < 15	6,21 < 15	4,34 < 15	

Tab.7 VL2

Zones		Zone I	Zone II	Zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,98	2,00	2,02		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,44	0,44	0,44		
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	456,14	15,39	1507,19		
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-4106,02	-3600,59	-3054,04		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC		
	V <sub>u</sub> (kN)	129,78	119,82	94,65		
	L <sub>t</sub> (m)	1,98	2,19	1,47		
	L <sub>c</sub> (m)	0,22	0,01	0,73		
	d (m)	0,990	1,095	0,737		
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2053,010	1800,295	1527,020		
	N (kN)	N <sub>1</sub>	609,76	591,57	337,40	
		N <sub>2</sub>	203,252	197,190	112,468	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>15,24</b>	<b>14,79</b>	<b>8,44</b>	
		A <sub>v2</sub>	<b>5,08</b>	<b>4,93</b>	<b>2,81</b>	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		5,00	4,61	3,64	
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>16,49</b>	<b>15,94</b>	<b>9,35</b>	
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>6,33</b>	<b>6,08</b>	<b>3,72</b>	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		10,40	11,50	7,73	
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>20,1</b>	<b>18,46</b>	<b>13,56</b>	
		Bonde 2	<b>8,04</b>	<b>16,16</b>	<b>4,52</b>	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	<b>2 X 5HA16</b>	<b>2 X 6HA14</b>	<b>2 X 6HA12</b>
			Bonde 2	<b>2 X 2HA16</b>	<b>2 X 2HA14</b>	<b>2 X 2HA12</b>
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm	
		Bonde 2	10 cm	10 cm	10 cm	
A <sub>Hmin</sub> = 0,0015×B (cm <sup>2</sup> )/bande			5,94	6,57	6,00	
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )			5,03	4,62	3,39	
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> ) esp =20cm			<b>4HA14/nappe</b> <b>(A=6,15cm<sup>2</sup>)</b>	<b>5HA12/nappe</b> <b>(A=5,65cm<sup>2</sup>)</b>	<b>5HA10/nappe</b> <b>(A=3,92cm<sup>2</sup>)</b>	
Vérification des contraintes	Armature transversal		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>			
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,328 < 3,26	0,303 < 3,26	0,239 < 3,26	
		$\tau_b$ (MPa)	0,459 < 5	0,424 < 5	0,335 < 5	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	915,42	800,6	543,49	
$\sigma_b$ (MPa)		1,90 < 15	1,63 < 15	1,16 < 15		

Tab.8 VL3

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,1	1,1	1,1	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,22	0,22	0,22	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2111,78	2009,28	1703,51	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-4759,15	-4387,49	-4133,11	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	46,54	42,71	36,76	
	L <sub>t</sub> (m)	0,76	0,75	0,78	
	L <sub>c</sub> (m)	0,34	0,35	0,32	
	d (m)	0,381	0,377	0,389	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2379,575	2193,745	2066,555	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	271,96	248,27	241,46
		N <sub>2</sub>	90,652	82,757	80,487
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>6,80</b>	<b>6,21</b>	<b>6,04</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>2,27</b>	<b>2,07</b>	<b>2,01</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		1,79	1,64	1,42
	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>7,25</b>	<b>6,62</b>	<b>6,39</b>
		A <sub>2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>2,71</b>	<b>2,48</b>	<b>2,37</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		4,00	3,96	4,09
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde 1	<b>8,04</b>	<b>9,24</b>	<b>6,78</b>
Bonde 2		<b>4,02</b>	<b>3,08</b>	<b>4,52</b>	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	<b>2 X 2HA16</b>	<b>2 X 3HA14</b>	<b>2 X 3HA12</b>
		Bonde 2	<b>2 X 1HA16</b>	<b>2 X 1HA14</b>	<b>2 X 2HA12</b>
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde 1	10 cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	20 cm	20 cm	20 cm
	A <sub>Hmin</sub> = 0,0015×B (cm <sup>2</sup> )/bande		2,29	2,26	6,00
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		2,01	2,31	1,70
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>2HA14/nappe</b>	<b>3HA12/nappe</b>	<b>3HA10/nappe</b>
	esp =20cm		(A=3,08cm <sup>2</sup> )	(A=3,39cm <sup>2</sup> )	(A=2,35cm <sup>2</sup> )
Armature transversal		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>			
Vérification des contraintes	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,235 < 3,26	0,216 < 3,26	0,186 < 3,26
		$\tau_b$ (MPa)	0,329 < 5	0,302 < 5	0,260 < 5
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	423,19	355,26	234,57
		$\sigma_b$ (MPa)	1,78 < 15	1,49 < 15	0,99 < 15

Tab.9 VL4

Zones		Zone I	Zone II	Zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	0,88	0,90	0,93		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,22	0,22	0,22		
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1151,17	2187,25	2988		
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-4524,46	-4531,1	-4738,81		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC		
	V <sub>u</sub> (kN)	40,33	45,27	44,81		
	L <sub>t</sub> (m)	0,88	0,74	0,67		
	L <sub>c</sub> (m)	0,22	0,36	0,43		
	d (m)	0,438	0,371	0,337		
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2262,230	2265,550	2369,405		
	N (kN)	N <sub>1</sub>	297,56	252,11	239,77	
		N <sub>2</sub>	99,186	84,038	79,923	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>7,44</b>	<b>6,30</b>	<b>5,99</b>	
		A <sub>v2</sub>	<b>2,48</b>	<b>2,10</b>	<b>2,00</b>	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		1,55	1,74	1,73	
	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>7,83</b>	<b>6,74</b>	<b>6,43</b>	
		A <sub>2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>2,87</b>	<b>2,54</b>	<b>2,43</b>	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		4,60	3,89	3,54	
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>8,04</b>	<b>13,86</b>	<b>6,78</b>	
		Bonde 2	<b>4,02</b>	<b>3,08</b>	<b>4,52</b>	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	<b>2 X 2HA16</b>	<b>2 X 3HA14</b>	<b>2 X 3HA12</b>
			Bonde 2	<b>2 X 1HA16</b>	<b>2 X 1HA14</b>	<b>2 X 2HA12</b>
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm	
		Bonde 2	20 cm	20 cm	20 cm	
A <sub>Hmin</sub> = 0,0015×B (cm <sup>2</sup> )/bande		2,63	2,23	6,00		
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		2,01	3,47	1,70		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>2HA14/nappe</b>	<b>4HA12/nappe</b>	<b>3HA10/nappe</b>		
esp =20cm		(A=3,08cm <sup>2</sup> )	(A=4,52cm <sup>2</sup> )	(A=2,35cm <sup>2</sup> )		
Vérification des contraintes	Armature transversal		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>			
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,204 < 3,26	0,229 < 3,26	0,226 < 3,26	
		$\tau_b$ (MPa)	0,285 < 5	0,320 < 5	0,317 < 5	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	582,45	502,6	352,95	
		$\sigma_b$ (MPa)	2,45 < 15	2,05 < 15	1,49 < 15	

## VI.3.5.2 Voile transversal

Tab.10 VT1

Zones		Zone I	Zone II	Zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,48	2,50	2,53		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,54	0,54	0,54		
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1341,76	158,18	1049,6		
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-5465,64	-3637,86	-2454,71		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC		
	V <sub>u</sub> (kN)	607,96	509,9	372,4		
	L <sub>t</sub> (m)	2,17	2,59	1,89		
	L <sub>c</sub> (m)	0,53	0,11	0,81		
	d (m)	1,084	1,294	0,946		
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2732,820	1818,930	1227,355		
	N (kN)	N <sub>1</sub>	888,64	705,97	348,20	
		N <sub>2</sub>	296,213	235,323	116,065	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>22,22</b>	<b>17,65</b>	<b>8,70</b>	
		A <sub>v2</sub>	<b>7,41</b>	<b>5,88</b>	<b>2,90</b>	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		23,41	19,63	14,34	
	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>28,07</b>	<b>22,56</b>	<b>12,29</b>	
		A <sub>2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>13,26</b>	<b>10,79</b>	<b>6,49</b>	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		11,38	13,58	9,93	
	A <sub>vadopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>28,14</b>	<b>24,62</b>	<b>13,56</b>	
		Bonde 2	<b>16,08</b>	<b>12,3</b>	<b>6,78</b>	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	<b>2 X 7HA16</b>	<b>2 X 8HA14</b>	<b>2 X 6HA12</b>
			Bonde 2	<b>2 X 4HA16</b>	<b>2 X 4HA14</b>	<b>2 X 3HA12</b>
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm	
		Bonde 2	10 cm	10 cm	10 cm	
A <sub>Hmin</sub> = 0,0015×B (cm <sup>2</sup> )/bande		6,50	7,76	6,00		
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		7,04	6,16	3,39		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>5HA14/nappe</b>	<b>6HA12/nappe</b>	<b>5HA10/nappe</b>		
esp = 20cm		<b>(A=7,69cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(A=6,78cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(A=3,92cm<sup>2</sup>)</b>		
Armature transversal		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>				
Vérification des contraintes	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	1,251 < 3,26	1,049 < 3,26	0,766 < 3,26	
		$\tau_b$ (MPa)	1,751 < 5	1,469 < 5	1,073 < 5	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	2676,99	2218,76	1487,07	
		$\sigma_b$ (MPa)	4,42 < 15	3,73 < 15	2,61 < 15	

Tab.11 VT2

Zones		Zone I	Zone II	Zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,5	1,5	1,5		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,3	0,3	0,3		
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2988	60,3	177		
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-4738,21	-2292,5	-1298,55		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC		
	V <sub>u</sub> (kN)	170,06	128,68	97,86		
	L <sub>t</sub> (m)	0,92	1,46	1,32		
	L <sub>c</sub> (m)	0,58	0,04	0,18		
	d (m)	0,460	0,731	0,660		
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2369,105	1146,250	649,275		
	N (kN)	N <sub>1</sub>	326,90	251,30	128,56	
		N <sub>2</sub>	108,967	83,765	42,854	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	8,17	6,28	3,21	
		A <sub>v2</sub>	2,72	2,09	1,07	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		6,55	4,95	3,77	
	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	9,81	7,52	4,16	
		A <sub>2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	4,36	3,33	2,01	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		4,83	7,67	6,93	
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde 1	12,06	9,24	4,52	
		Bonde 2	8,04	6,16	2,26	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	2 X 3HA16	2 X 3HA14	2 X 2HA12
			Bonde 2	2 X 2HA16	2 X 2HA14	2 X 1HA12
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde 1	10 cm	10 cm	10 cm	
		Bonde 2	20 cm	20 cm	20 cm	
A <sub>Hmin</sub> =0,0015×B (cm <sup>2</sup> )/bande		2,76	4,38	6,00		
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		3,02	2,31	1,13		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		2HA14/nappe	3HA12/nappe	2HA10/nappe		
esp = 20cm		(A=3,08cm <sup>2</sup> )	(A=3,39cm <sup>2</sup> )	(A=1,57cm <sup>2</sup> )		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,630 < 3,26	0,477 < 3,26	0,362 < 3,26	
		$\tau_b$ (MPa)	0,882 < 5	0,667 < 5	0,507 < 5	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	531,67	424,98	282,5	
$\sigma_b$ (MPa)		1,61 < 15	1,32 < 15	0,91 < 15		

*Chapitre VII***ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE****VII.1 INTRODUCTION**

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la super structure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) ou par des éléments spéciaux (puits, pieux).

Dans le cas général un élément de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : Charge et surcharge verticale centrée dont la connaissance de leurs valeurs extrême est nécessaire.
- Une force horizontale : Résultante de l'action sismique, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment : Qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans des plans différents.

On distingue deux types de fondations selon leurs modes d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, et qui sont

**1. Fondations superficielles**

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface. Les principaux types de ces dernières que l'on rencontre dans la pratique sont

- Les semelles isolées.
- Les semelles continues sous poteaux, sous murs ou sous voiles .
- Les radiers.

**2. Fondations profondes**

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une profondeur importante; Les principaux types de ces dernières sont :

- Les pieux.
- Les puits.

**VII.2 ETUDE DU SOL DE FONDATION**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- la contrainte admissible du sol est  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN}$ .
- absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

### a. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation, est conditionné par des facteurs qui sont cités ci-après .  
Ce choix est défini par:

- la nature du sol et sa résistance.
- l'importance de l'ouvrage.
- le tassement du sol.
- la profondeur du bon sol.

### b. Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants

- La stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- La facilité d'exécution (coffrage).
- L'économie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des Semelles filantes et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement.

On adoptera le type de semelle convenable.

En premier lieu on orientera notre choix sur les semelles isolées, on calculera la surface totale occupée par les semelles qu'on comparera à la surface totale du bâtiment.

Le choix définitif de ce type de fondations sera retenu dans le cas où :

$$\frac{\text{la surface des semelles}}{\text{la surfaces totales du batimement}} \leq 50\%$$

Le risque de chevauchement est écarté. Dans le cas contraire, on optera pour des semelles filantes et si ces dernières dépassent (50%) de la surface totale, on optera pour un radier.

## VII.3 DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES

### VII.3.1 Semelles isolées

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal ( $N_s$ ) qui est obtenue à la base de tous les poteaux de sous-sol.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma}$$

Homothétie des dimensions :  $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K=1$  (poteau carrée) .

D'où :

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma}}$$

### VII.3.2 Semelles filantes

#### VII.3.2.1 semelles filantes sous voiles

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{S} \Rightarrow \sigma_{sol} \geq \frac{G+Q}{B \times L} \Rightarrow B = \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L} .$$

Avec :

$B$  : La largeur de la semelle.

$L$  : Longueur du voile.

$G$  et  $Q$  : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**Tab.1** Surface de semelles continues sous voiles sens longitudinal.

Voiles	$G+Q$ [KN]	$L$ [m]	$B$ [m]	$S_{sv} = B.L$ [m <sup>2</sup> ]	N° voiles	$S = n.b.l$ [m <sup>2</sup> ]
VL 1	5297,25	3,40	7,79	<b>26,486</b>	4	105,944
VL 2	915,42	2,20	2,08	<b>4,576</b>	1	4,576
VL 3	423,19	1,10	1,92	<b>2,112</b>	1	2,112
VL 4	582,45	1,10	2,64	<b>2,904</b>	1	2,904
						115,536

**Tab.2** Surface de semelles continues sous voiles sens transversal

Voiles	$G+Q$ [KN]	$L$ [m]	$B$ [m]	$S_{sv} = B.L$ [m <sup>2</sup> ]	N° voiles	$S = n.B.L$ [m <sup>2</sup> ]
VT1	2776,99	2,70	5,14	<b>13,878</b>	2	27,756
VT2	531,67	1,5	1,77	<b>2,655</b>	1	2,655
						Somme : 30,411

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_{sv} = 145,947\text{m}^2$$

### VII.3.2.2 Semelles filantes sous poteau

#### ▪ Hypothèse de calcul

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol .  
Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

#### ▪ Étape de calcul

- Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$

- Détermination de coordonnée de la résultante ( $R$ )

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par ( $m$ ) de la semelle

$$e \leq \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

- Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

- Détermination de la hauteur de la semelle

$$\frac{l}{9} \leq h_t \leq \frac{l}{6}$$

Avec :  $L$  : Distance entre nus des poteaux.

- Calcul l'effort tranchant le long de la semelle.

- Calcul le moment fléchissant le long de la semelle.

- Calcul la semelle comme une poutre continue devant résister aux efforts tranchants et moments fléchissant.

**Tab.3** Calcul de la semelle dans le sens transversal

Poteaux	$N_s$	$M_s$	$e_i$	$N_s \times e_i$
C02	211,70	5,239	-9,30	-1968,81
C06	1167,14	1,584	-5,40	-6302,556
C10	1164,23	6,195	-1,40	-1629,922
C14	1165,91	5,566	1,40	1632,274
C18	1167,30	1,583	5,40	6303,42
C22	213,29	5,286	9,30	1983,597
somme	<b>5089,57</b>	<b>25,453</b>		<b>18,003</b>

$L = 10,85$  m (la longueur de la file choisit) .

### 1. Coordonnées de la résultante des forces par rapport au (C.D.G) de la semelle

$$e = \frac{\sum(N_s \cdot e_i) + \sum M_i}{\sum N_s}$$

$$e = \frac{18,003 + 25,453}{5089,57} = 0,008\text{m}$$

## 2. Distribution de la réaction par mètre linéaire

$e = 0,008 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{10,85}{6} = 1,80\text{m}.$   $\Rightarrow$  Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6.e}{L} \right)$$

$$q_{\max} = \frac{5089,57}{10,85} \left( 1 + \frac{6 \times 0,008}{10,85} \right)$$

$$q_{\max} = 471,16 \text{ KN/ml}.$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6.e}{L} \right).$$

$$q_{\min} = \frac{5089,57}{10,85} \left( 1 - \frac{6 \times 0,008}{10,85} \right)$$

$$q_{\min} = 467 \text{ KN/ml}.$$

## 3. Détermination de la longueur de la semelle

$$B \geq \frac{q_{\max}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{471,16}{200} = 2,355 \text{ m} . \Rightarrow B = 2,5 \text{ m}$$

On aura la surface de la semelle sous poteau

$$S = B \times L = 2,5 \times 10,85 = 27,125 \text{ m}^2 .$$

Donc la surface totale des semelles continues

$$S_t = S_{SP} \times n.$$

Avec :

$n$  : Nombre de portique dans le sens considéré (sens longitudinale) .

$$S_t = 27,125 \times 6 = 162,75 \text{ m}^2$$

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est

$$S_T = S_v + S_p = 145,947 + 162,75 = 308,697 \text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment

$$S_{bat} = 19,05 \times 10,85 = 206,692 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de

$$\frac{S_{sem}}{S_{bat}} = \frac{308,697}{206,692} = 1,49$$

## Conclusion

Vu que la surface totale des semelles représentent plus de 50 % de la surface du bâtiment.

Le pré dimensionnement des semelles filantes nous donne des grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles .

Donc on opte pour un radier nervuré comme fondation de notre bâtiment.

## VII.4 ÉTUDE DU RADIER

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée de son poids propre.

Les caractéristiques du radier sont :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire) ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels ;

### VII.4.1 Pré-dimensionnement du radier

#### - La condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ( $h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$ ).

#### - Les conditions forfaitaires

##### ○ La dalle

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$H_d \geq \frac{L_{\max}}{20} .$$

$H_d$  : Epaisseur du radier.

$L_{\max}$  : Portée maximale.

$$H_d \geq \frac{400}{20} = 20 \text{ cm} .$$

Donc on opte pour une hauteur de 40 cm.

##### ○ La nervure

La nervure du radier doit avoir une hauteur ( $h_t$ ) égale à :

$$H_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{400}{10} = 40 \text{ cm} .$$

#### ▪ Condition de longueur d'élasticité

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \Rightarrow \text{Ce qui conduit à : } h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique.

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40$  MPa pour un sol moyen .

$I$  : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m).

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86$  MPa

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux nervures successives.

D'où :

$$h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0,76 \text{ m}$$

$h_n = 0,90$  m.

#### ▪ Largeur de la nervure

$0,4 \cdot h_n \leq b_n \leq 0,7 \cdot h_n$ .

$0,4 \times 0,90 \leq b_n \leq 0,7 \times 0,90$

$0,36 \leq b_n \leq 0,63$  .

Soit :  $b_n = 50$  cm .

#### Remarque

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est inférieure à celle du radier, donc on aura un débord.

Le BAEL, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suit

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{90}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 45 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de  $L_{\text{deb.}} = 50$  cm

#### ▪ Dalle flottante

$$\frac{L}{50} \leq h_f \leq \frac{L}{40} .$$

$$\frac{400}{50} \leq h_f \leq \frac{400}{40} .$$

$$8 \leq h_f \leq 10.$$

$$h_f = 10 \text{ cm.}$$

#### Conclusion

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant

- Hauteur des nervures :  $h_n = 90$  cm.

- Largeur des nervures :  $b_n = 50$  cm.

- Hauteur de la dalle :  $h_d = 40$  cm.

- Hauteur de la dalle flottante  $h_f = 10$  cm.

### VII.4.2 Détermination de la surface nécessaire du radier

#### ▪ L'ELU

$G = G$  (super structure) +  $W$  (Poids total de l'infrastructure).

Avec :

$$Nu = 1,35.G + 1,5.Q$$

Avec  $W$  (Poids total de l'infrastructure) :

$$w = h_n \times b_n \times (L + L_{déb}) \times \rho_{bet}$$

$$w = 0,9 \times 0,5 \times 11,85 \times 25 \times 6 + 0,9 \times 0,5 \times 17,55 \times 25 \times 4$$

$$w = 1569,625 \text{ KN}$$

$$G_t = 26289,38 + 1569,625 = 27859,005 \text{ KN.}$$

$$Q_t = 4365,68 \text{ KN.}$$

$$Nu = 1,35 \times (27859,005) + 1,5 \times (4365,68) = 44158,176 \text{ KN.}$$

#### ▪ l'ELS

$$Ns = G + Q$$

$$Ns = 27859,005 + 4365,68 = 32224,685 \text{ KN.}$$

#### ▪ ELU

$$S_{radier} \geq \frac{Nu}{1,33 \times \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{44158,176}{1,33 \times 200} = 166,000 \text{ m}^2$$

#### ▪ ELS

$$S_{radier} \geq \frac{Ns}{1,33 \times \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{32224,685}{1,33 \times 200} = 121,145 \text{ m}^2$$

$$S_{radier} = \text{Max} (s_{radier}^{ELU} ; s_{radier}^{ELS}) = 166,000 \text{ m}^2$$

$$S_{batiment} = 19,05 \times 10,85 = 206,69 \text{ m}^2 .$$

$$S_{batiment} = 206,69 \text{ m}^2 > \text{Max} ( S_{radier u} ; S_{radier s} ) = 166 ,00 \text{ m}^2 .$$

### VII.4.3 Détermination des efforts à la base du radier

#### • Charge permanente

$$G_{bâtiment} = 25416,25 \text{ KN} .$$

$G_{radier}$  = poids de la dalle + poids des nervures + poids du remblai + poids de la dalle flottante.

1) - Poids de la dalle =  $S_{radier} \times h_{dalle} \times$  poids volumique du béton.

$$S_{radier} = (19,05 \times 10,85) + (0,5 \times 0,5 \times 20) = 211,70 \text{ m}^2 .$$

$$\text{Poids de la dalle} = 211,70 \times 0,40 \times 25 = 2117 \text{ KN.}$$

2) - Poids des nervures = longueur des nervures  $\times b_n \times (h_n - h_{dalle}) \times$  poids volumique du béton.

$$\text{- Longueur des nervures} = (L_x \times n) + (L_y \times n) = (19,05 \times 4) + (10,85 \times 6) = 141,30 \text{ m} .$$

$$\text{- Poids des nervures} = 141,3 \times 0,5 \times (0,9 - 0,4) \times 25 = 883,125 \text{ KN} .$$

3) - Poids du remblai =  $(S_{radier} - S_{nerve}) \times (h_n - h_d) \times$  poids volumique du remblai.

- Poids du remblai =  $[211,7 - (141,3 \times 0,50)] \times (0,9 - 0,4) \times 17 = 1199 \text{ KN}$ .

4) - Poids de la dalle flottante =  $(S_{radier} - S_{nerve}) \times e_p \times \rho_b$ .

- Poids de la dalle flottante =  $[211,7 - (141,3 \times 0,5)] \times 0,1 \times 25 = 352,625 \text{ KN}$ .

$$G_{radier} = 2117 + 883,125 + 1199 + 352,625 = 4551,75 \text{ KN}.$$

$$G_{total} = G_{bâtiment} + G_{radier}.$$

$$G_{total} = 25416,25 + 4551,75 = 29968 \text{ KN}.$$

- **Charge d'exploitation**

$$Q_{bâtiment} = 4365,68 \text{ KN}.$$

$$Q_{radier} = 5 \times S_{radier} = 5 \times 211,70 = 1058,50 \text{ KN}.$$

$$Q_{total} = Q_{bâtiment} + Q_{radier} = 4365,68 + 1058,50 = 5424,18 \text{ KN}.$$

- **Combinaison d'actions**

$$G_{total} = 29968 \text{ KN} \quad \text{et} \quad Q_{total} = 5424,18 \text{ KN}.$$

- **ELU** :  $N_u = 1,35 \times 29968 + 1,5 \times 5424,18 = 48593,07 \text{ KN}$ .
- **ELS** :  $N_s = 29968 + 5424,18 = 35392,18 \text{ KN}$ .

#### VII.4.4 Vérifications

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u.$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 1 \text{ m}; d = 0,9. h_d = 0,9 \times 0,4 = 0,36 \text{ m}.$$

$$T_u^{max} = Q_u \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{radier}} \cdot \frac{L_{max}}{2}.$$

$$T_u^{max} = \frac{48593,07 \times 1}{211,70} \cdot \frac{4}{2} = 459,07 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{459,07}{1 \times 0,36} \times 10^{-3} = 1,27 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,50 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 1,27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la stabilité du radier**

##### a. Calcul du centre de gravité du radier

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 9,525 \text{ m} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 5,425 \text{ m}.$$

##### b. Calcul des moments d'inertie

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{10,85 \times 19,05^3}{12} = 6250,77 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \frac{h.b^3}{12} = \frac{19,05 \times 10,85^3}{12} = 2027,70 \text{ m}^4.$$

La stabilité du radier consiste à vérifier les contraintes du sol sous radier qui est sollicité par les efforts suivants :

$N$  : Effort normal du aux charges verticales.

$M$  : Moment de renversement à la base de la structure.

$$M = M_o + T_o \times h.$$

Avec :

$T_o$  : Effort tranchant sismique à la base de la structure.

$h$  : profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

○ **L'ELU**

$$\sigma_m \leq 1,33.\sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

○ **L'ELS**

$$\sigma_m \leq 1.\sigma_{sol} = 1 \times 200 = 200 \text{ KN/m}^2$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M V}{I}$$

➤ **Combinaison sismique**

**1. Sens longitudinal :** (tire à partir du logiciel Etabs)

$$M_{0x} = 338,806 \text{ KN.m.}$$

$$T_{0x} = 1070,53 \text{ KN.}$$

**2. Sens transversal :** (tiré à partir du logiciel Etabs)

$$M_{0y} = 26721,54 \text{ KN.m.}$$

$$T_{0y} = 17,66 \text{ KN.}$$

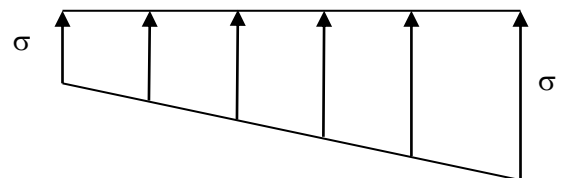
**Calcul des moments :**

$$M_{X-X} = 338,806 + ( 1070,53 \times 0,9 ) = 1302,283 \text{ KN.m .}$$

$$M_{Y-Y} = 26721,54 + ( 17,66 \times 0,9 ) = 26737,434 \text{ KN.m .}$$

**Tab.4** Les résultats sont résumés ci-dessous.

	ELU			ELS			Obs.
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_m$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_m$	
X-X	229,63	229,44	<b>229,58</b>	167,27	167,08	<b>167,22</b>	Vérifiée
Y-Y	235,47	223,60	<b>232,50</b>	173,11	161,24	<b>170,14</b>	vérifiée



**Figure. VII.1** Diagramme des contraintes sous radier

## VII.5 FERRAILLAGE DU RADIER

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91  
Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

### VII.5.1 Les contraintes prise en compte dans les calculs

- **L'ELU**

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{radier}}{S_{radier}}$$

$$q_u = 229,58 - \frac{29968}{211,70} = 88,02 \text{ KN/m}^2 .$$

- **L'ELS**

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{radier}}{S_{radier}}$$

$$q_s = 167,22 - \frac{29968}{211,70} = 25,66 \text{ KN/m}^2 .$$

### VII.5.2 Pour le ferrailage de la dalle

Etant donné que les panneaux sont soumis à des chargements pratiquement égaux, donc nous n'avons qu'à considérer pour les calculs le panneau le plus sollicité.

### VII.5.3. Identification du panneau

Le panneau le plus sollicité est défini comme suit :

$$L_x = 3,60 \text{ m}$$

$$L_y = 4,00 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{360}{400} = 0,90.$$

$$0,4 \leq \rho = 0,90 \leq 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens .}$$

- **ELU**

$$q_u = 88,02 \text{ KN/m}^2 .$$

$$\rho = 0,90 \Rightarrow \begin{cases} u_x = 0,0458 . \\ u_y = 0,7780 . \end{cases}$$

- Calcul des moments ( $M_x$ ) et ( $M_y$ )

$$M_x = u_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0458 \times 88,02 \times (3,60)^2 = 52,245 \text{ KN.m .}$$

$$M_y = u_y \cdot M_x = 0,7780 \times 52,245 = 40,646 \text{ KN.m}$$

### Remarque

Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant (0,5) aux appuis et (0,75) et (0,85) en travées intermédiaire et de rive respectivement, le ferrailage se fait dans les deux sens ( $x-x$ ) et ( $y-y$ ).

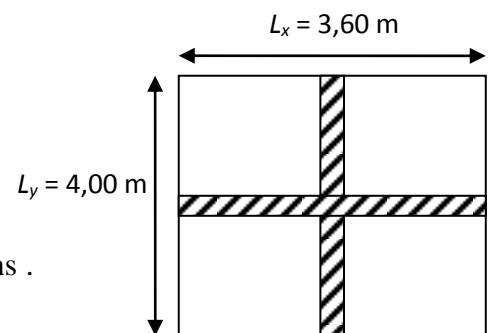


Figure.VII.2 Schémas du panneau

○ Sens (x-x)

$$M_a = 0,5 \times 52,245 = 26,122 \text{ KN.m .}$$

$$M_t^{interm} = 0,75 \times 52,245 = 39,183 \text{ KN.m .}$$

$$M_t = 0,85 \times 52,245 = 44,410 \text{ KN.m .}$$

○ Sens (y-y)

$$M_a = 0,5 \times 40,646 = 20,323 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{interm} = 0,75 \times 40,646 = 30,484 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times 40,646 = 34,550 \text{ KN.m .}$$

$$\text{Avec : } \mu_u = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} < 0,392 \Rightarrow \text{SSA si non } \Rightarrow \text{SDA , et } A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$b : \text{Bande de } 1\text{m} = 100 \text{ cm .}$$

$$d = H - c = 0,40 - 0,030 = 0,37 \text{ m} = 37 \text{ cm .}$$

$$f_{bu} = 14,20 \text{ MPa .}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa .}$$

$$A_{min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} \text{ Avec } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400 .}$$

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3-0,9}{2} = 3,36 \text{ cm}^2$$

**Tab.5** Ferrailage du panneau de rive le plus sollicité

sens	Zone	M (Kn.m)	M	Obs.	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	S <sub>t</sub>
X-X	Travée	44,410	0,022	SSA	0,9890	1,29	3,36	10,04	5HA16	20
	Appuis	26,122	0,013	SSA	0,9935	0,75	3,36	10,04	5HA16	20
Y-Y	Travée	34,550	0,017	SSA	0,9915	1,00	3,36	10,04	5HA16	20
	Appuis	20,323	0,010	SSA	0,9950	0,586	3,36	10,04	5HA16	20

**Tab.6** Ferrailage du panneau intermédiaire le plus sollicité

sens	Zone	M (Kn.m)	$\mu$	Obs.	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	S <sub>t</sub>
X-X	Travée	39,183	0,020	SSA	0,9900	1,13	3,36	10,04	5HA16	20
	Appuis	26,122	0,013	SSA	0,9935	0,75	3,36	10,04	5HA16	20
Y-Y	Travée	30,484	0,015	SSA	0,9925	0,88	3,36	10,04	5HA16	20
	Appuis	20,323	0,010	SSA	0,9950	0,586	3,36	10,04	5HA16	20

## VII.6 Vérification

- Vérification à la condition de non fragilité du béton :

$$A_{min} < A_{adoptée} . \Rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

- Vérification d'espacement des armatures :

$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} . \Rightarrow$  Condition vérifiée.

- Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \cdot d} \leq \tilde{\tau} = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } V_u = \frac{q \cdot l}{2} .$$

$$\tau_u = \frac{88,02 \times 4 \times 10^3}{1000 \times 370 \times 2} = 0,475 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,475 \text{ MPa} < \tilde{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

## VII.7 FERRAILLAGE DU DEBORD

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de largeur.

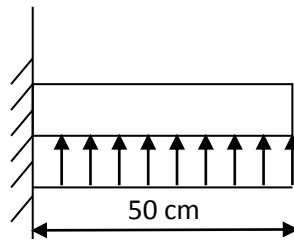


Figure.VII.3 Schéma statique du débord

### ○ Sollicitation de calcul

#### ▪ ELU

$$q_u = 88,02 \text{ KN/m}^2$$

$$M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-88,02 \times 0,50^2}{2} = -11,00 \text{ KN.m.}$$

#### ○ ELS

$$q_s = 25,66 \text{ KN/m}^2 .$$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-25,66 \times 0,50^2}{2} = -3,20 \text{ KN.m.}$$

### 1. Calcul des armatures

$$b = 1 \text{ m} \quad d = 37 \text{ cm} \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{11,00 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,20} = 0,005 < \mu_r = 0,392 .$$

$$\mu_u = 0,005 \rightarrow \beta_u = 0,9975 .$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11,00 \times 10^3}{0,9975 \times 37 \times 348} = 0,85 \text{ cm}^2 .$$

### 2. Vérification à l'ELU

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4,46 \text{ cm}^2$$

**Remarque**

Au < Amin, la CNF n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale

$A_u = A_{\min} = 4,46 \text{ cm}^2$ . Soit 4HA12 = 4,52 cm<sup>2</sup> avec St = 25 cm

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{As}{4} = \frac{4,46}{4} = 1,11 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_r = 3,14 \text{ cm}^2$  soit 4HA10 avec St = 25 cm

**3. Vérification à l'ELS**

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{11,00}{3,20} = 3,437 .$$

$$\mu = 0,005 \Rightarrow \alpha = 0,0062 .$$

$$\alpha = 0,0062 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{3,437 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 1,46 .$$

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS .

**VII.8 FERRAILLAGE DES NERVURES**

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis .

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales. Afin de terminer les efforts internes qui en résulte nous avons utilisé le logiciel ( ETABS ) en modélisant le radier général avec toutes les caractéristiques géométriques et les données notamment les chargements (  $q_u$  ) et (  $q_s$  ) .

**1. Les charges revenant aux nervures**

$$q_u = 88,02 \text{ KN/m}^2 .$$

$$q_s = 25,66 \text{ KN/m}^2 .$$

**2. Détermination des sollicitations**

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ETABS .

**Remarque**

Le calcul se fera dans le sens longitudinal, et on admet le même ferrailage pour toutes les nervures.

**VII.8.1 Evaluation des moments et des efforts tranchants à l'ELU et l'ELS**

Les diagrammes des moments et des efforts tranchants sont tirés à partir du logiciel ETABS .

➤ Sens longitudinal (x-x)

ELU

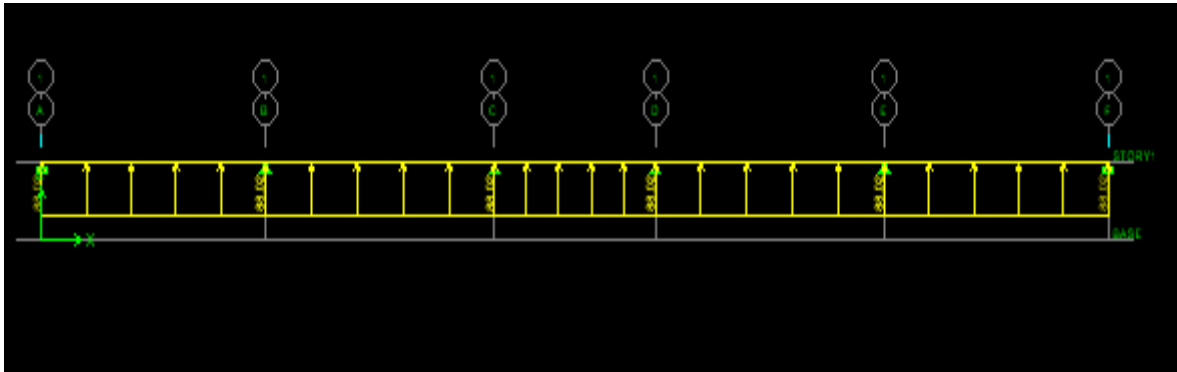


Figure.VII.4 : Schéma statique des charges appliquées .

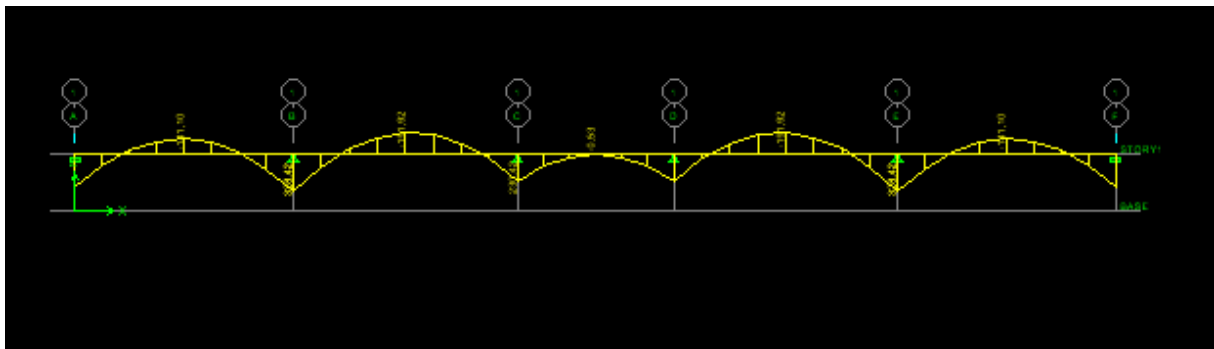


Figure.VII.5 Moment appliqués .

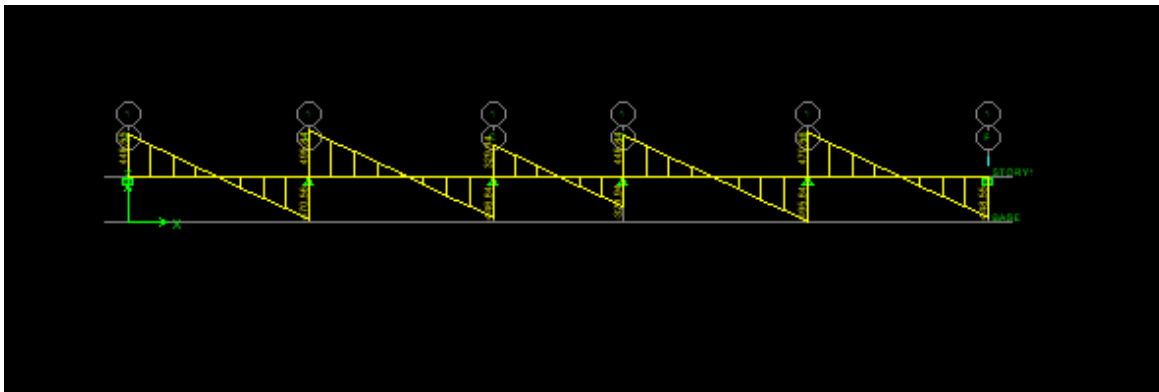


Figure.VII.6 Efforts tranchants appliqués .

ELS

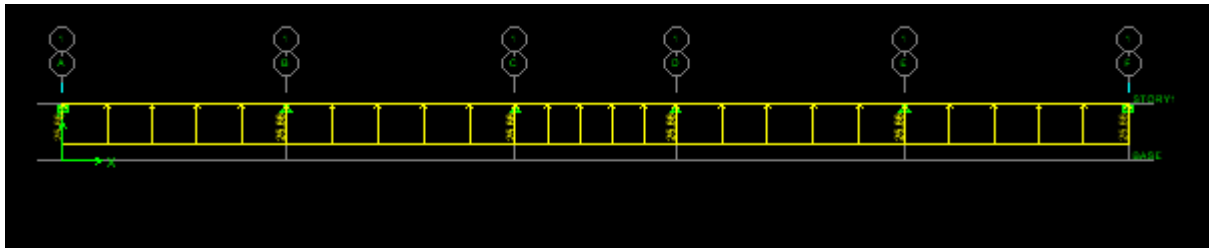


Fig.VII.7 Schéma statique des charges appliquées .

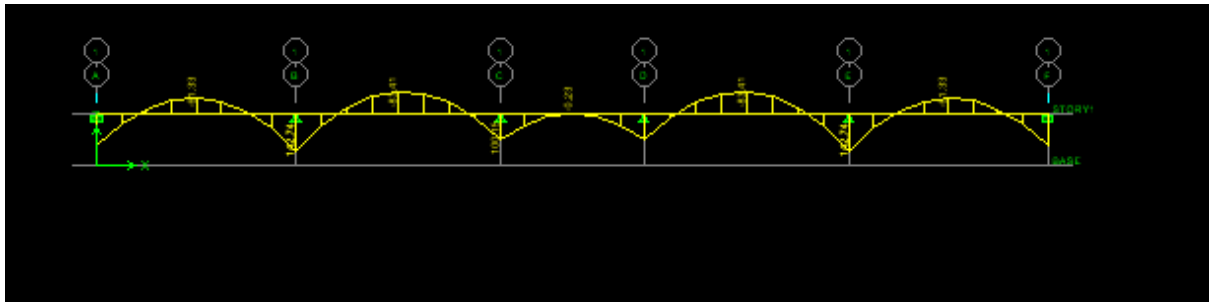


Figure.VII.8 Moment appliqués .

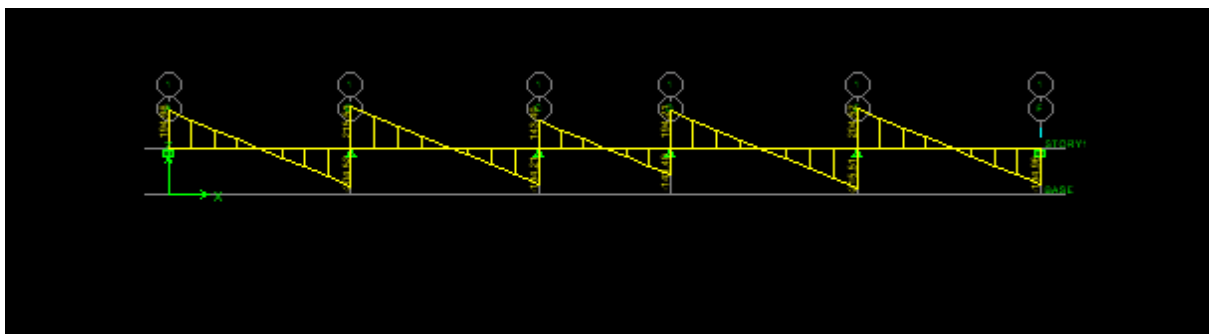


Fig.VII.9 Efforts tranchants appliqués.

Tab.7 Les efforts internes à l'ELU et à l'ELS sont en résumé dans le tableau suivant

	Sens Longitudinal	
	ELU	ELS
$M_{max}^a$ (kn.m)	144,43	106,98
$M_{max}^t$ (kn.m)	84,40	62,52
$T_{max}$ (kn)	218,05	161,52

VII.8.2 Calcul des armatures (sens longitudinal x-x)

Le ferrailage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travée .

$$b = 50 \text{ cm} \quad h = 90 \text{ cm} \quad d = 87 \text{ cm} \quad c = 3 \text{ cm} .$$

- Armatures longitudinales

▪ **Aux appuis**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{144,43 \times 10^3}{50 \times 87^2 \times 14,2} = 0,026 < \mu_i = 0,392 \Rightarrow \text{SSA} .$$

$$\mu_u = 0,026 \Rightarrow \beta = 0,987 .$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{144,43 \times 10^3}{0,987 \times 87 \times 348} = 4,81 \text{ cm}^2 .$$

Soit : 5HA16 + 3HA14 = 14,67 cm<sup>2</sup> .

▪ **En travée**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{84,40 \times 10^3}{50 \times 87^2 \times 14,2} = 0,016 < \mu_i = 0,392 \Rightarrow \text{SSA} .$$

$$\mu_u = 0,016 \Rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{84,40 \times 10^3}{0,992 \times 87 \times 348} = 2,81 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA16 + 3HA14 = 14,67 cm<sup>2</sup>

**Remarque**

Le ferrailage de la nervure est le même dans les deux sens (longitudinal et transversal) .

➤ **vérification à l'ELU**

**1. Vérification de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 50 \times 87 \times \frac{2,1}{400} = 5,25 \text{ cm}^2 .$$

**2. Vérification de la contrainte de cisaillement**

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} . \text{ avec } \tau_u : \text{contrainte de cisaillement} .$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\gamma_b = 1,5 \text{ situation courante } V_u = T_u = 218,05 \text{ KN} .$$

$$\tau_u = \frac{218,05 \times 10^3}{500 \times 870} = 0,50 \text{ MPa} .$$

$$\tau_u = 0,50 \text{ MPa} < \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa} . \Rightarrow \text{Condition vérifiée} .$$

➤ **Vérification à l'ELS**

**a. Aux appuis**

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{144,43}{106,98} = 1,35 .$$

$$\alpha = \frac{\gamma}{d} = \frac{1,35}{87} = 0,015 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425 .$$

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

**b. En travées**

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{84,40}{62,52} = 1,34$$

$$\alpha = \frac{\gamma}{d} = \frac{1,34}{87} = 0,015 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,34 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,420 .$$

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

## Chapitre VIII

## ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE

## VIII.1 INTRODUCTION

Afin de retenir le sol du talus, on prévoit un voile périphérique qui servira à ceinturer la structure et à reprendre les charges provenant des poussées des terres et aussi à limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations.

## VIII.2 PREDIMENSIONNEMENT DU VOILE PERIPHERIQUE

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) pour un voile périphérique doit être supérieure ou égale 15 cm.

Pour notre cas nous avons opter pour épaisseur de 20 cm.

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) Caractéristiques du sol

- Surcharge éventuelle  $q = 5 \text{ kn/m}^2$
- Poids volumique des terres  $\gamma = 18 \text{ kn/m}^3$
- Angle de frottement:  $\varphi = 30^\circ$
- Cohésion  $C=0$
- La contrainte admissible du sol:  $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$

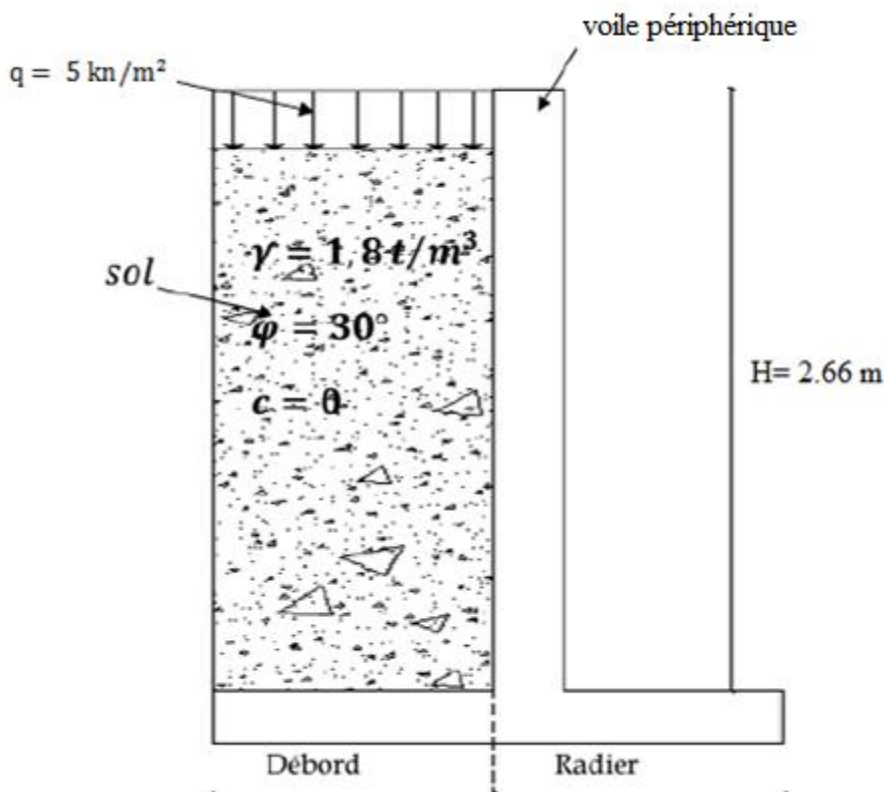


Figure.VIII.1 Voile périphérique.

**b) Contrainte de sollicitations**

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du voile.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur à l'état de repos qui est le cas le plus défavorable.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :  $\sigma_H$  et  $\sigma_V$

$\sigma_H$  : Contrainte horizontale.

$\sigma_V$  : Contrainte verticale.

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

Avec :  $K_0$  : Coefficient de poussée des terres au repos.

Puisque le sol est pulvérulent ( $C = 0$  ;  $\varphi \neq 0$ )  $\rightarrow$  la relation de Jacky est applicable

$$K_0 = 1 - \sin\varphi = 1 - \sin 30^\circ = 0.5$$

**VIII.3 CALCUL DES SOLLICITATIONS**○ **ELU**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0(1.35\gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$h = 0\text{m} \Rightarrow \sigma_{H1} = 0.5 \times 1.5 \times 5 = 3.75 \text{ kN/m}^2$$

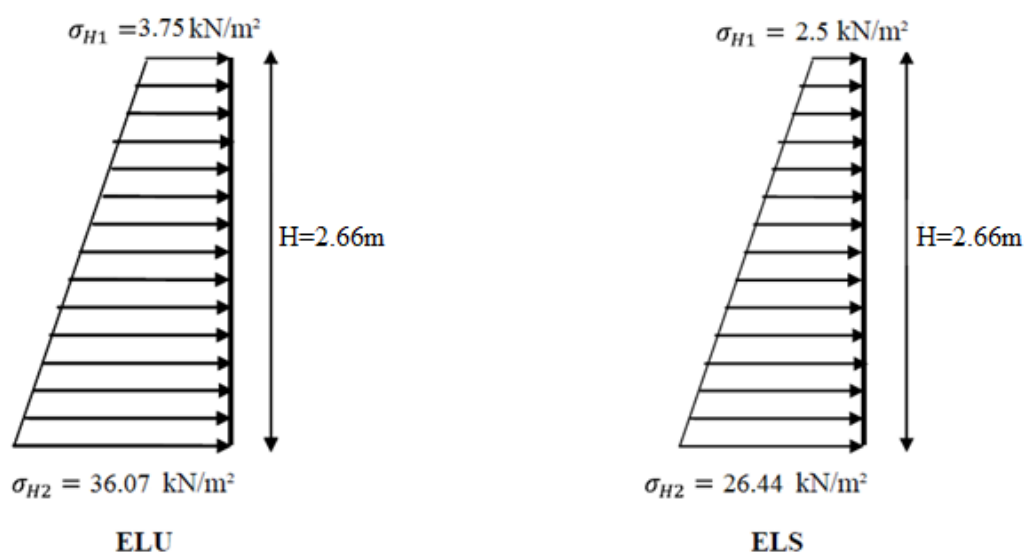
$$h = 2.66\text{m} \Rightarrow \sigma_{H2} = 0.5(1.35 \times 18 \times 2.66 + 1.5 \times 5) = 36.07 \text{ kN/m}^2$$

○ **ELS**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0(1. \gamma \times h + q)$$

$$h = 0\text{m} \Rightarrow \sigma_{H1} = 0.5 \times 5 = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 2.66\text{m} \Rightarrow \sigma_{H2} = 0.5(18 \times 2.66 + 5) = 26.44 \text{ kN/m}^2$$



**Figure.VIII.2** Diagramme des contraintes.

### VIII.4 CHARGES MOYENNES A CONSIDERER DANS LE CALCUL POUR UNE BANDE DE 1 M

○ **ELU**

$$q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 36.07 + 3.75}{4} \times 1 = 27.99 \text{ kn/ml}$$

○ **ELS**

$$q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 26.44 + 2.5}{4} \times 1 = 20.45 \text{ kn/ml}$$

### VIII.5 FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE

#### 1. Méthode de calcul

Le voile périphérique de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continues encadrées de 4 cotés au niveau des nervures, des poteaux, ainsi qu'au niveau des longrines.

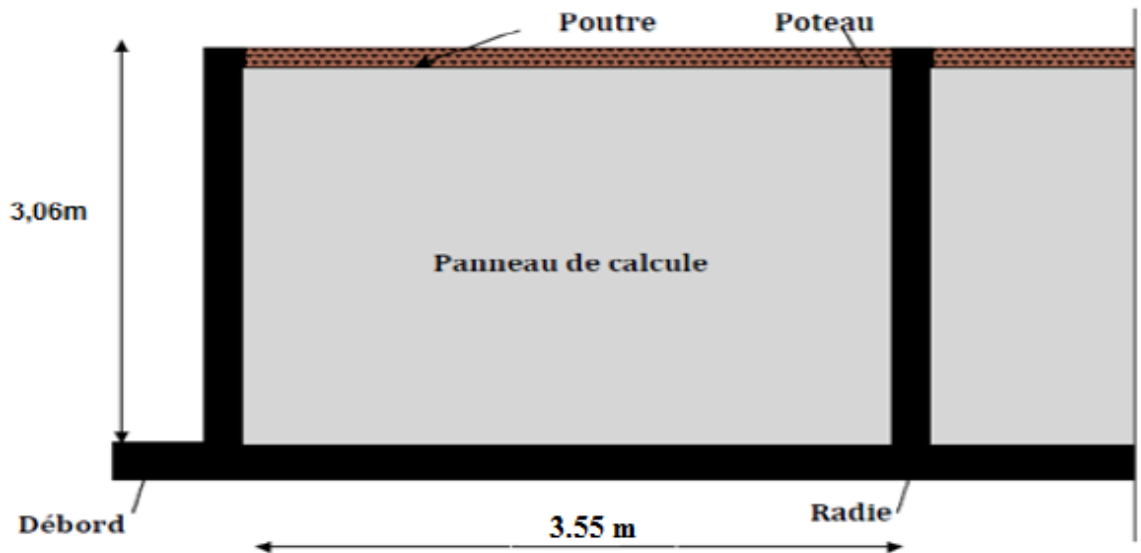


Figure.VIII.3 Panneau de voile périphérique.

#### 2. Détermination des moments

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastres 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 intermédiaires).

### 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  $L_y$  :  $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Avec :  $L_x = 3.06 \text{ m}$  et  $L_y = 3.55 \text{ m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.06}{3.55} = 0.862$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens

$$\rho = 0.86 \begin{cases} \mu_x = 0,0498 \\ \text{et} \\ \mu_y = 0.693 \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0.0498 \times 27.99 \times (3.06)^2 = 13.05 \text{ kn.m} \\ \text{et} \\ M_{0y} = 0.693 \times 23.04 = 9.04 \text{ kn.m} \end{cases}$$

### 4. Correction des moments

- Sens x-x

$$M_a = 0.50 \times 13.05 = 6.52 \text{ Kn.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 13.05 = 9.79 \text{ Kn.m}$$

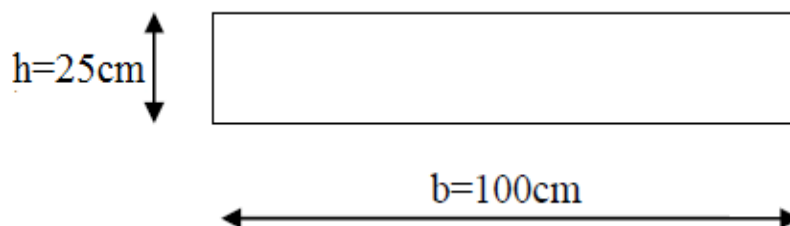
- Sens z-z

$$M_a = 0.50 \times 9.04 = 4.52 \text{ Kn.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 9.04 = 6.78 \text{ Kn.m}$$

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \text{et} \quad A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Le ferrailage sera fait pour une bande d'une section :  $s = (100 \times 25) \text{ cm}^2$



Avec :  $b=100\text{cm}$  et  $d=22\text{cm}$

## 5. Ferrailage a L'ELU

Le ferrailage du mur plaqué se fera en flexion simple pour une bande de largeur  $b=1$  m et d'épaisseur  $e_p=25$  cm.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant:

### A. Armatures dans le sens x-x

#### ▪ Aux appuis

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6.52 \times 10^6}{1000 \times 220^2 \times 14.2} = 0.0095$$

$$0.0095 < 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

→ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.0095 \rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6.52 \times 10^4}{0.995 \times 220 \times 348} = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}14 / \text{ml} = 9.23 \text{ cm}^2$$

#### ▪ En travées

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9.79 \times 10^6}{1000 \times 220^2 \times 14.2} = 0.014$$

$$0.014 < 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

→ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.014 \rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9.79 \times 10^4}{0.993 \times 220 \times 348} = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}14 / \text{ml} = 9.23 \text{ cm}^2$$

### B. Armatures dans le sens z-z

#### ▪ Aux appuis

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4.52 \times 10^6}{1000 \times 220^2 \times 14.2} = 0.0066$$

$$0.0066 < 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

→ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.0066 \rightarrow \beta = 0.996$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4.52 \times 10^4}{0.996 \times 220 \times 348} = 0.59 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA14 /ml= 9.23 cm<sup>2</sup>

▪ **En travée**

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6.78 \times 10^6}{1000 \times 220^2 \times 14.2} = 0.01$$

0.01 < 0.392 => Section simplement armée

➔ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.01 \rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6.78 \times 10^4}{0.995 \times 220 \times 348} = 0.89 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA14 /ml= 9.23 cm<sup>2</sup>

**Tab.1** Résumé des résultats de ferrailage du voile périphérique.

Sens	Zone	M <sub>u</sub>	μ	β	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub>	Ferrailage
<b>X-X</b>	Appuis	6.52	0.0095	0.995	0.85	<b>2.5</b>	<b>9.23</b>	<b>6HA14</b>
<b>X-X</b>	Travées	9.79	0.014	0.993	1.29	<b>2.5</b>	<b>9.23</b>	<b>6HA14</b>
<b>Z-Z</b>	Appuis	4.52	0.0066	0.996	0.59	<b>2.5</b>	<b>9.23</b>	<b>6HA14</b>
<b>Z-Z</b>	Travées	6.78	0.01	0.995	0.89	<b>2.5</b>	<b>9.23</b>	<b>6HA14</b>

**6. Vérifications à l'ELU**

○ **Section minimale**

- **Selon le BAEL 91/99 (condition de non fragilité)**

$$A_{min} = 0,23b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 20 \times \frac{2.1}{400} = 2.41 \text{ cm}^2$$

- **Selon le RPA/2003**

La section minimale d'armatures verticales et horizontales est de 0,1%.

$$A_{min} = 0.001 \times 100 \times 25 = 2.5 \text{ cm}^2$$

- **Sens x-x**

$$A_{adoptée} = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens z-z**

$$A_{adoptée} = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

○ **Armatures transversales**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{14}{3} = 4.67 \text{ mm}$$

Soit le diamètre des armatures transversales  $\phi = 8 \text{ mm}$

## 7. Vérification à l'ELS

$$v = 0 \quad \text{et} \quad \rho = 0.86 \quad \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0569 \\ \text{et} \\ \mu_y = 0.791 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 0.0569 \times 20.45 \times (3.06)^2 = 10.89 \text{ kn. m} \\ \text{et} \\ M_{0y} = 0.791 \times 10.89 = 8.61 \text{ kn. m} \end{cases}$$

### ○ Correction des moments

#### • Sens x-x

$$M_a = 0.50 \times 10.89 = 5.44 \text{ Kn. m}$$

$$M_t = 0.75 \times 10.89 = 8.17 \text{ Kn. m}$$

#### • Sens z-z

$$M_a = 0.50 \times 8.61 = 4.30 \text{ Kn. m}$$

$$M_t = 0.75 \times 8.61 = 6.46 \text{ Kn. m}$$

### ○ 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

$$\text{Il faut vérifier que : } \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}}\right) = 201.63 \text{ Mpa}$$

#### ❖ Dans le béton

$$\text{Il faut s'assurer que : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

#### ▪ Sens x-x

La section d'armatures adoptée est  $A_s = 9.23 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 9.23}{100 \times 22} = 0.42$$

$$\beta_1 = 0.90 \rightarrow K = 35$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{8.17 \times 10^6}{0.90 \times 220 \times 923} = 44.70 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{44.70}{35} = 1.28 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens z-z**

La section d'armatures adoptée est  $A_s = 9.23 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 9.23}{100 \times 22} = 0.42$$

$$\beta_1 = 0.90 \rightarrow K = 35$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{6.46 \times 10^6}{0.90 \times 220 \times 923} = 35.36 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{265.06}{35} = 1.01 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Tab.2** Vérification des contraintes a l'ELS.

	$M_s^{max}$	$A_s$	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
<b>appuis</b>	5.44	9.23	0.420	0.90	35	29.77	201.63	0.85	15	<b>OK</b>
<b>travées</b>	8.17	9.23	0.420	0.90	35	44.70	201.63	1.28	15	<b>OK</b>
<b>appuis</b>	4.30	9.23	0.420	0.90	35	23.53	201.63	0.67	15	<b>OK</b>
<b>travées</b>	6.46	9.23	0.420	0.90	35	35.36	201.63	1.01	15	<b>OK</b>

### Résultats

L'épaisseur du voile périphérique de soutènement est de **25cm**.

Le ferrailage du voile périphérique est comme suit :

- **Sens x-x**

En travée : **6HA14/ml** avec un espacement de **15 cm**

Aux appuis : **6HA14/ml** avec un espacement de **15 cm**

- **Sens z-z**

En travée : **6HA14/ml** avec un espacement de **15 cm**

Aux appuis : **6HA14/ml** avec un espacement de **15 cm**

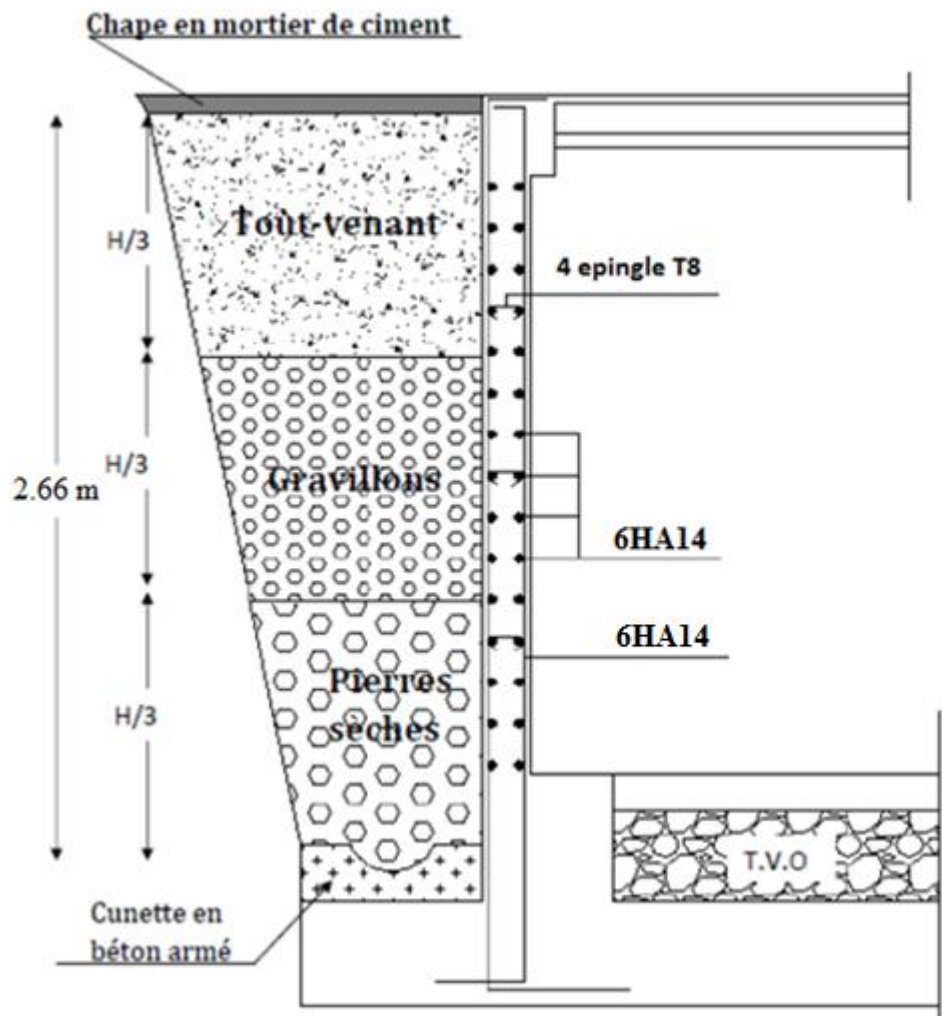
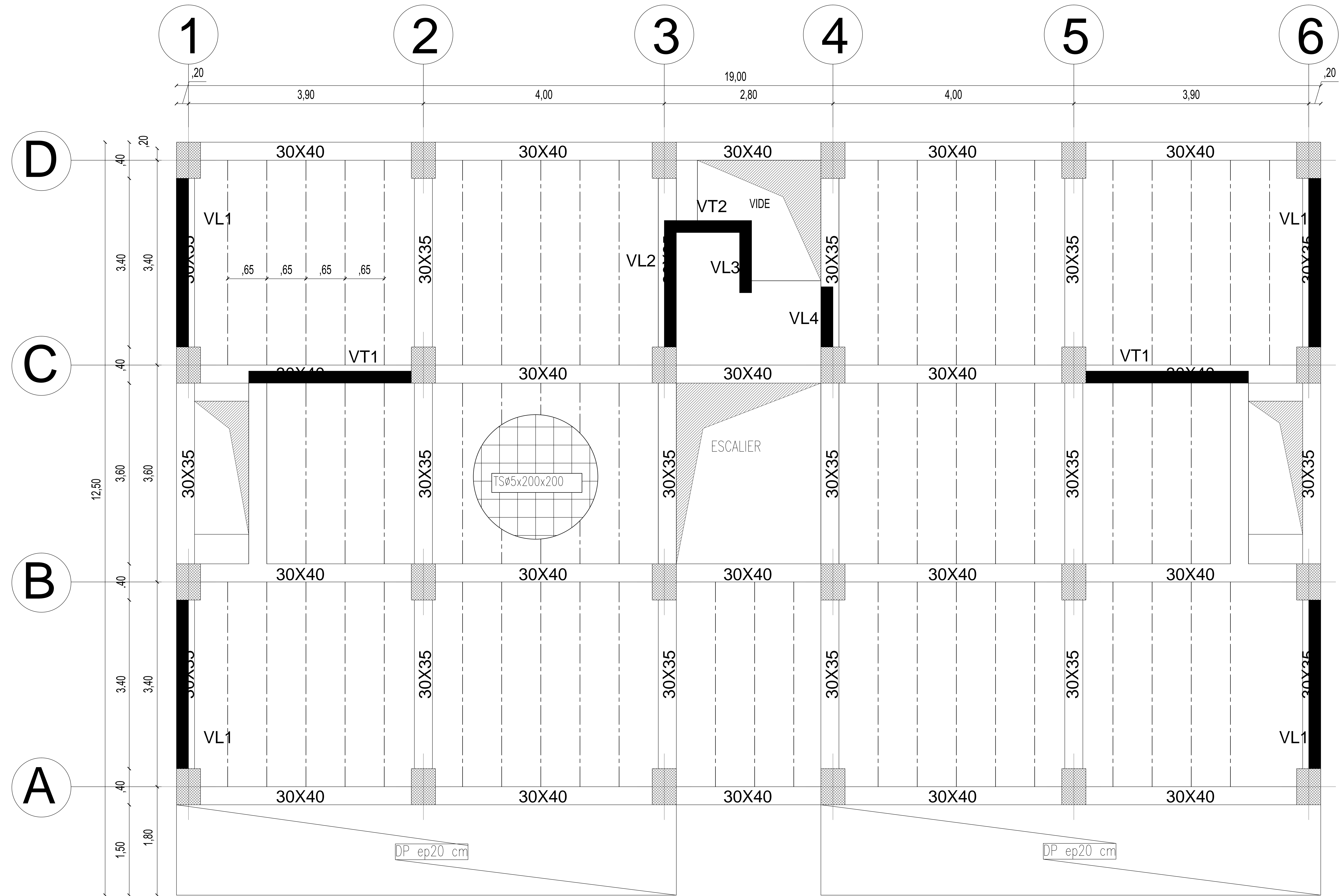
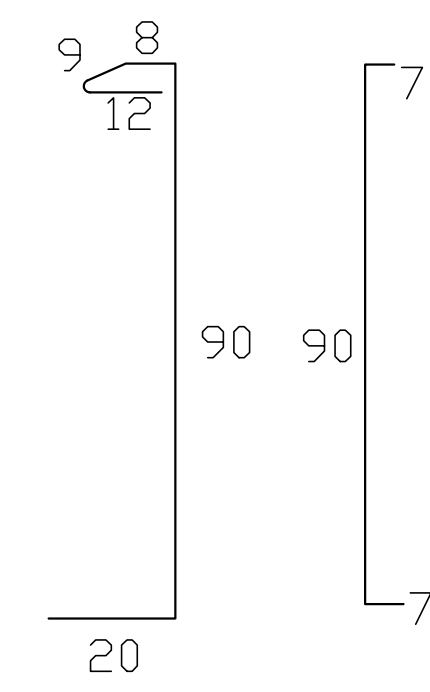
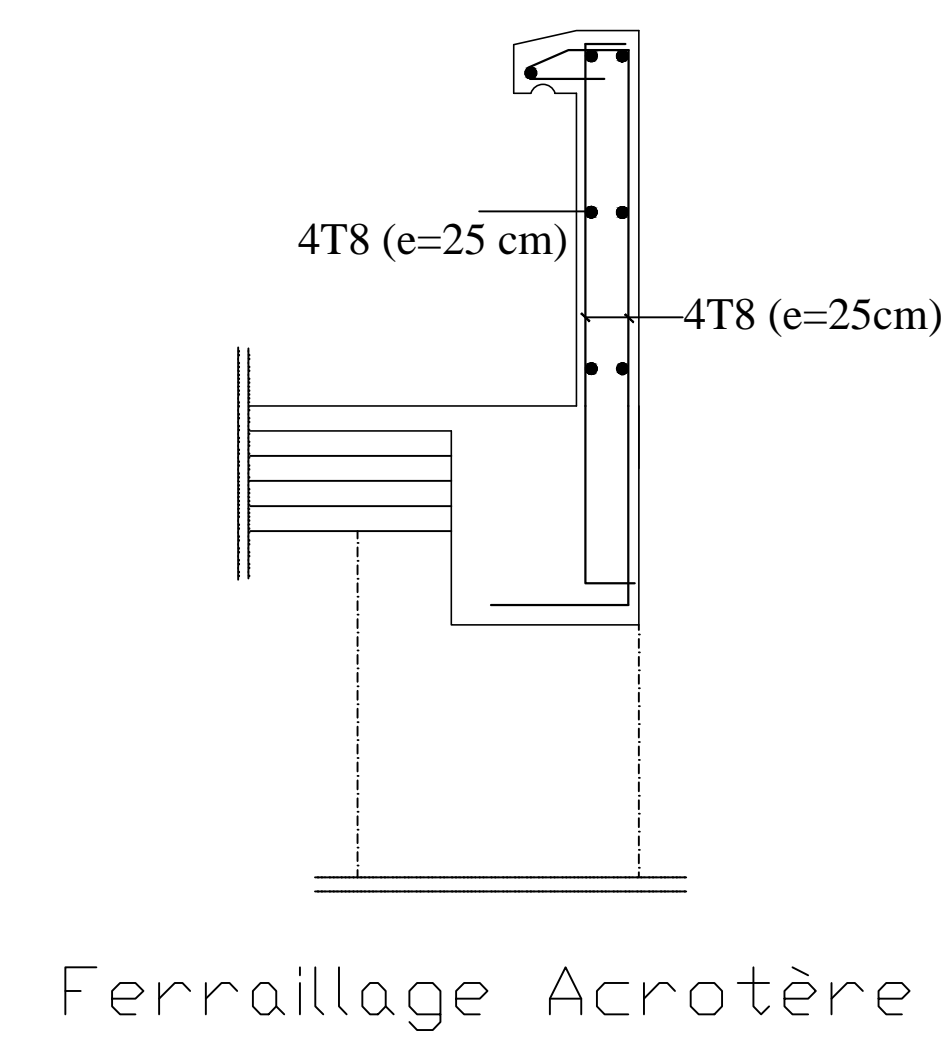
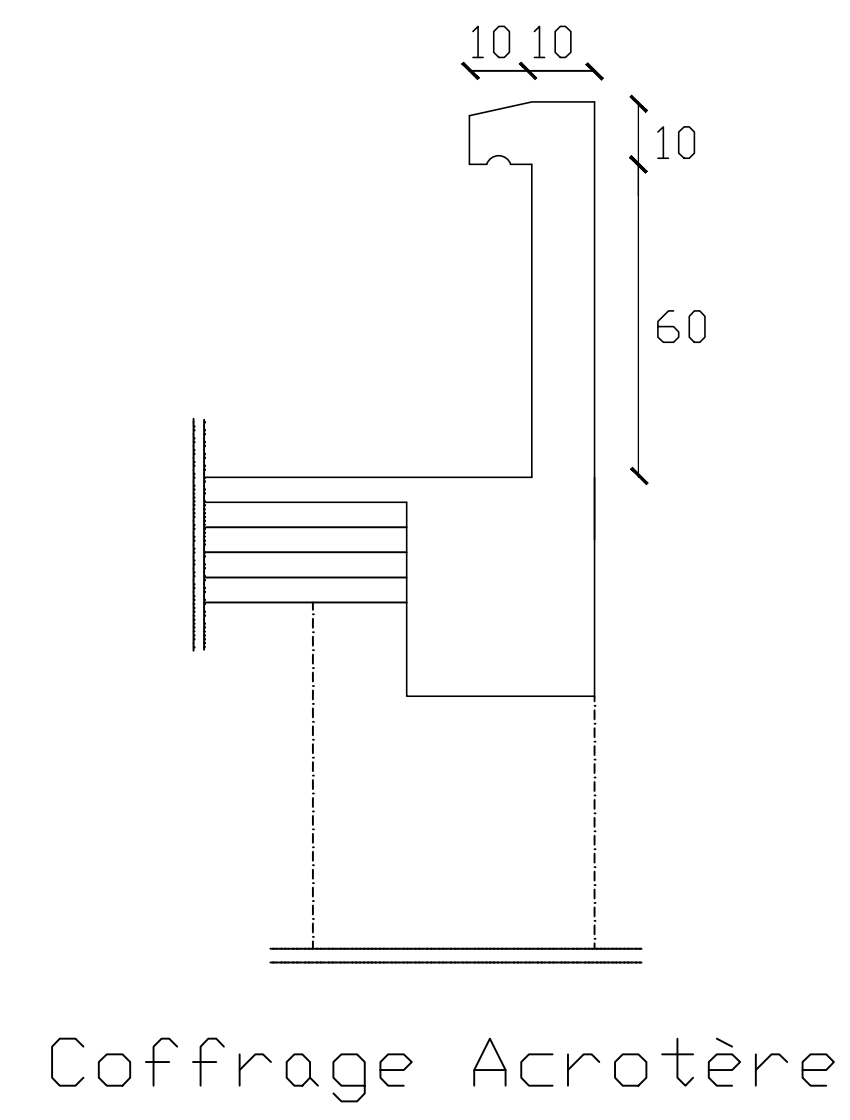
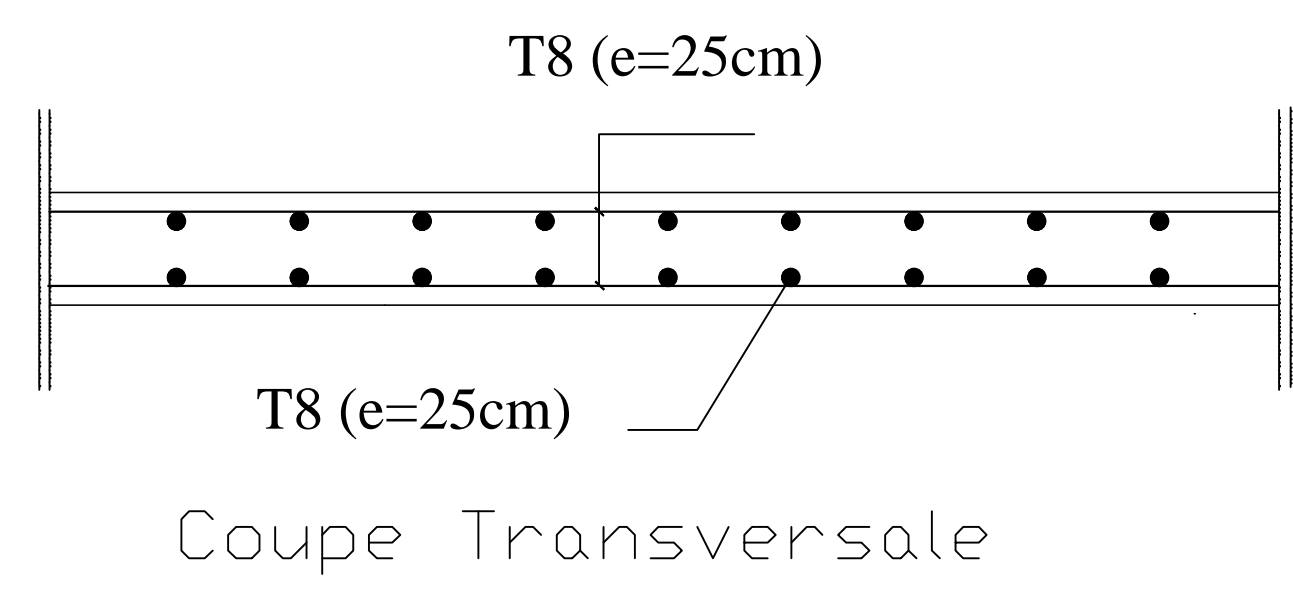


Figure.VIII.4 Ferrailage du voile périphérique.

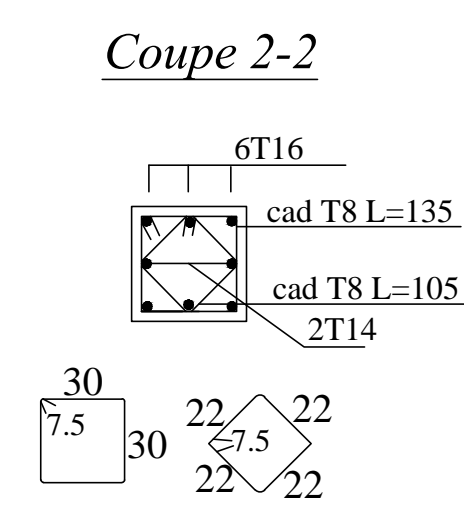
# PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER



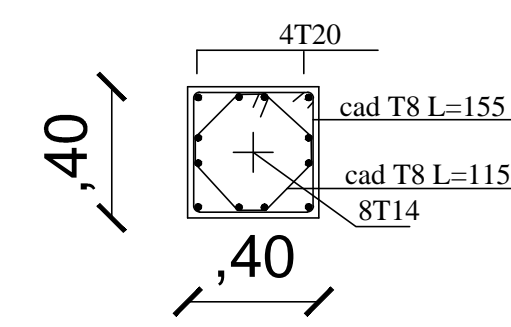


ferrailage de l'Acrotère

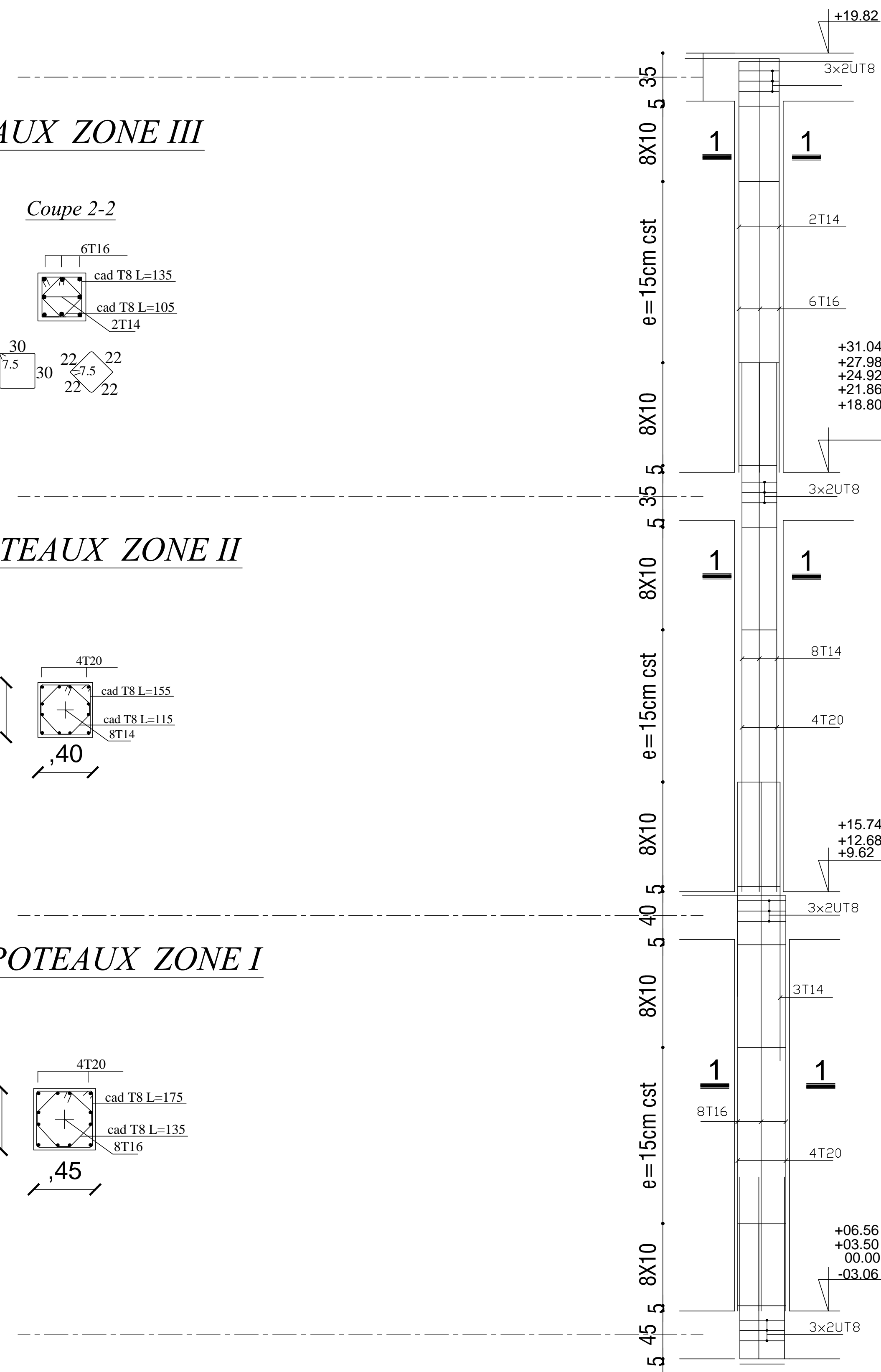
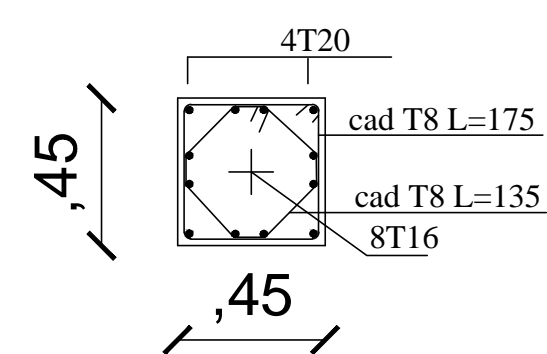
POTEAUX ZONE III



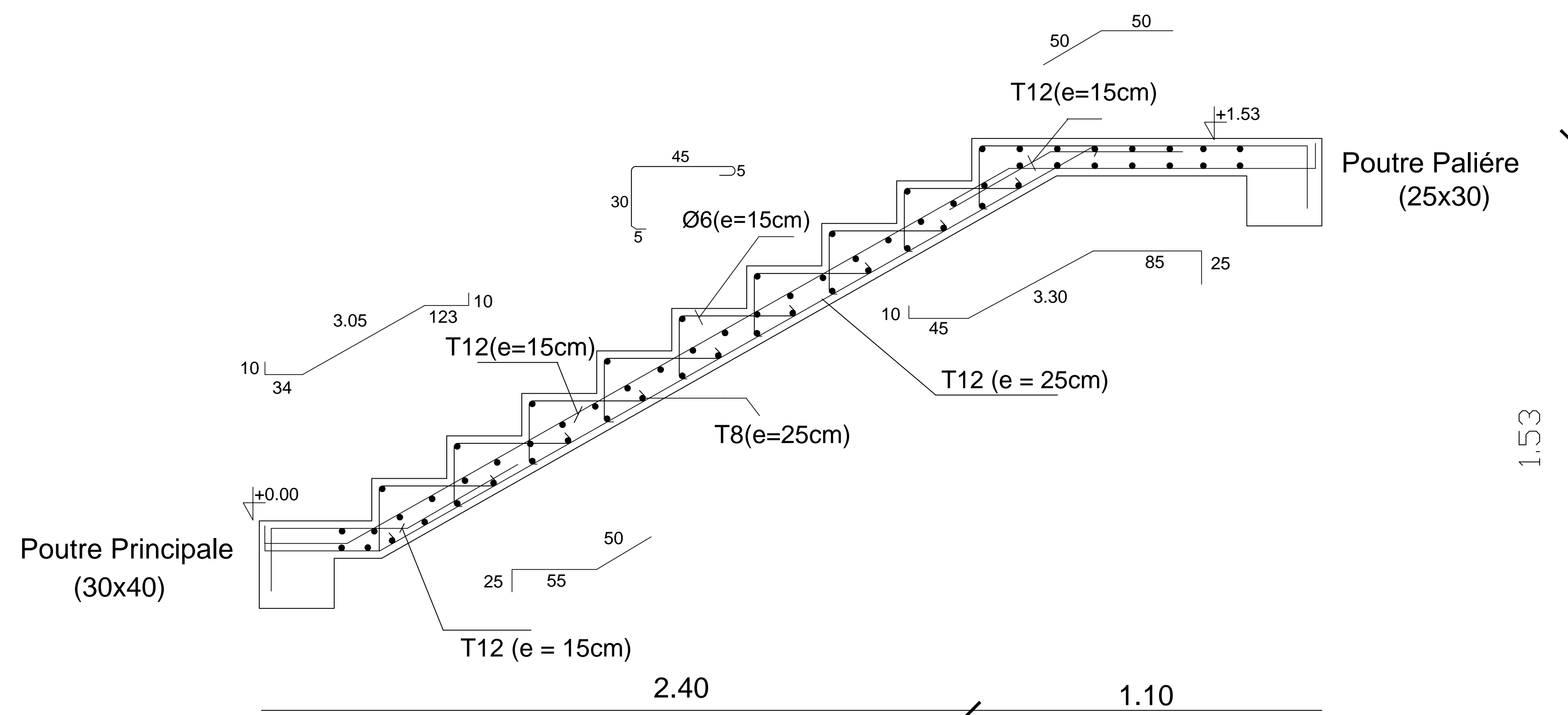
POTEAUX ZONE II



POTEAUX ZONE I



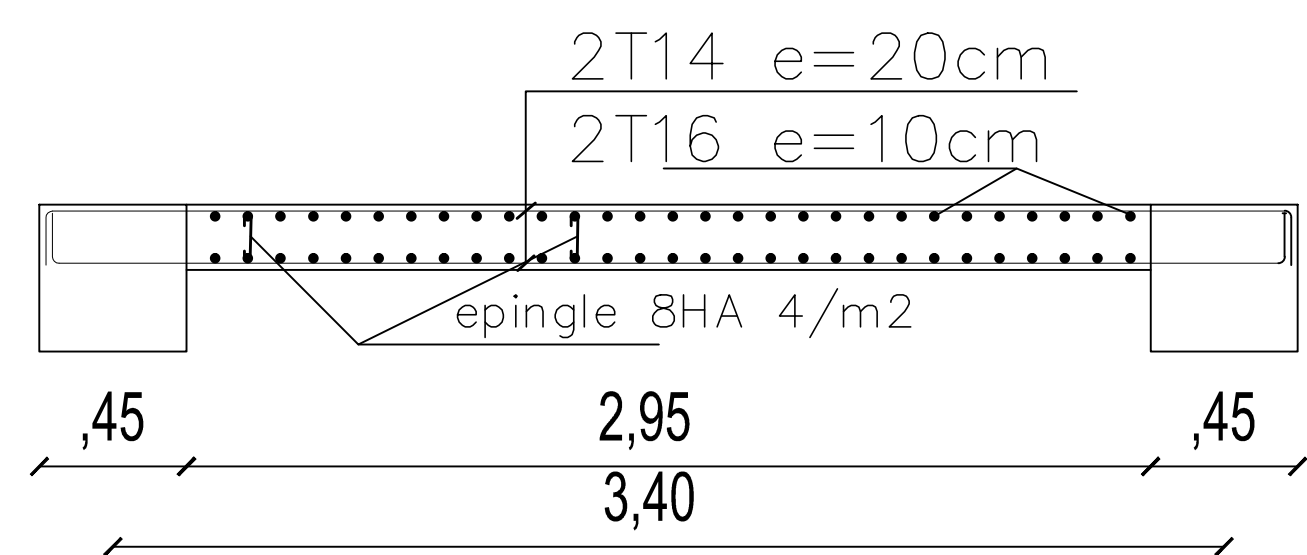
ferrailage des poteaux



ferrailage de l'escalier

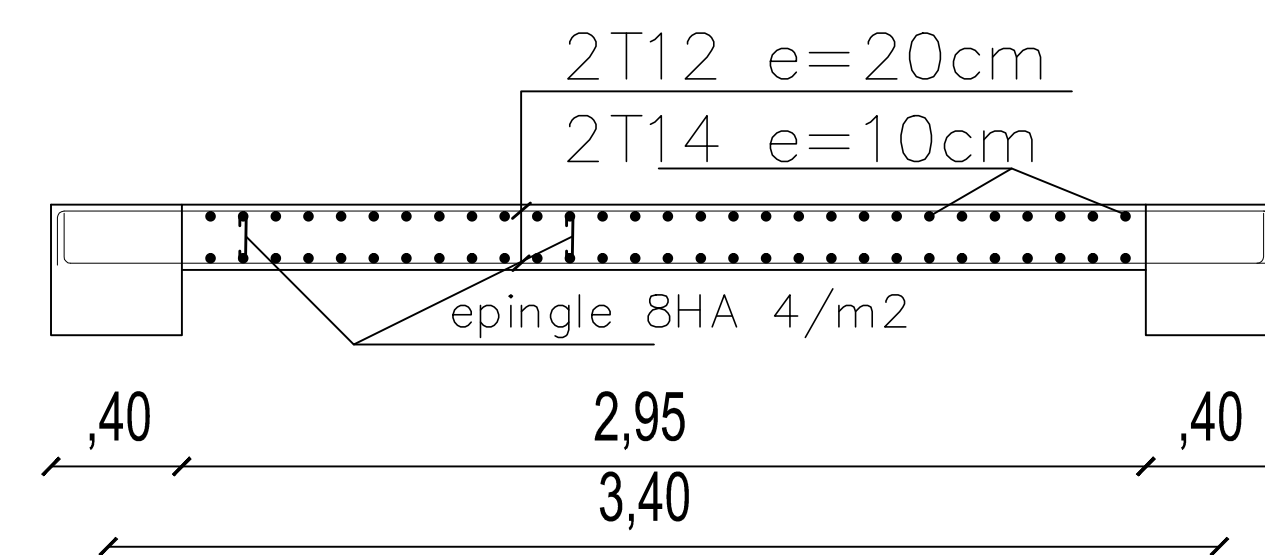
ZONE I

**FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINAL 1**



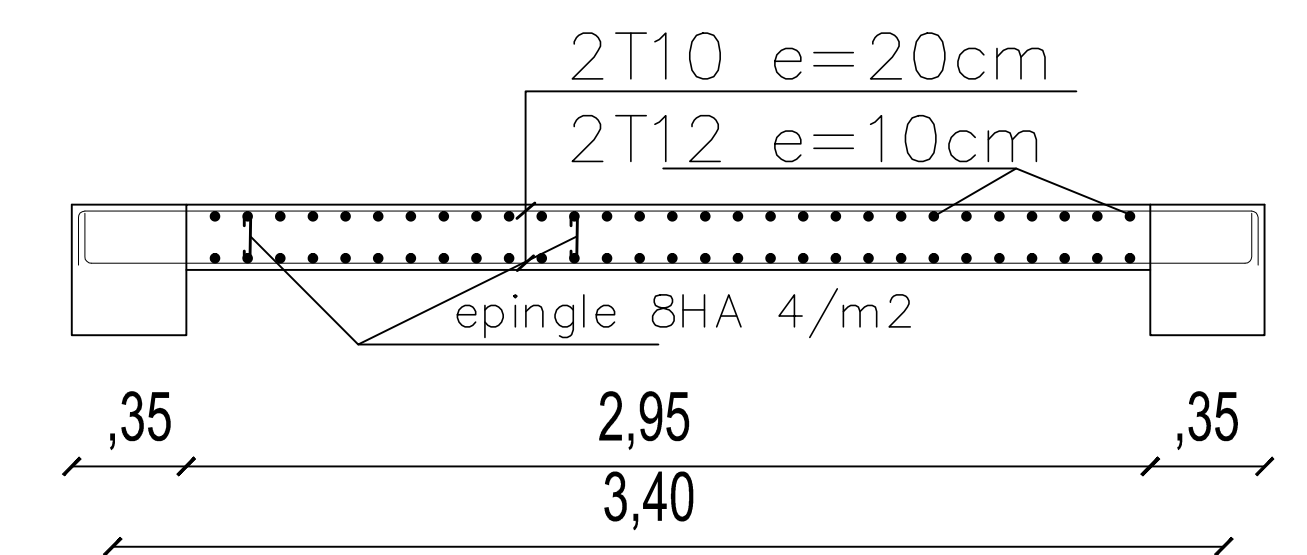
ZONE II

**FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINAL 1**

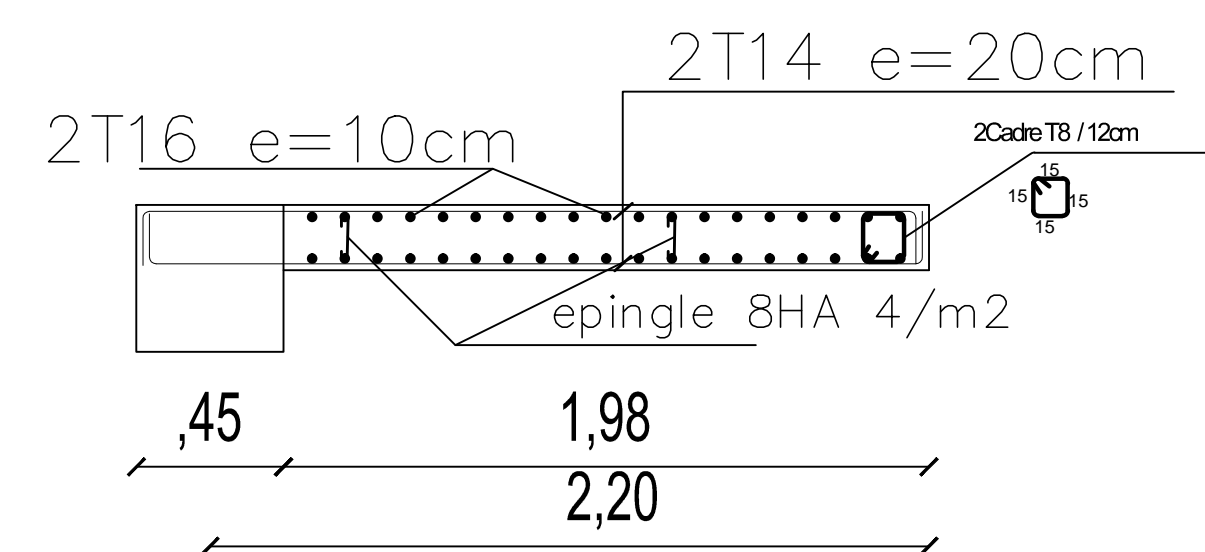


ZONE III

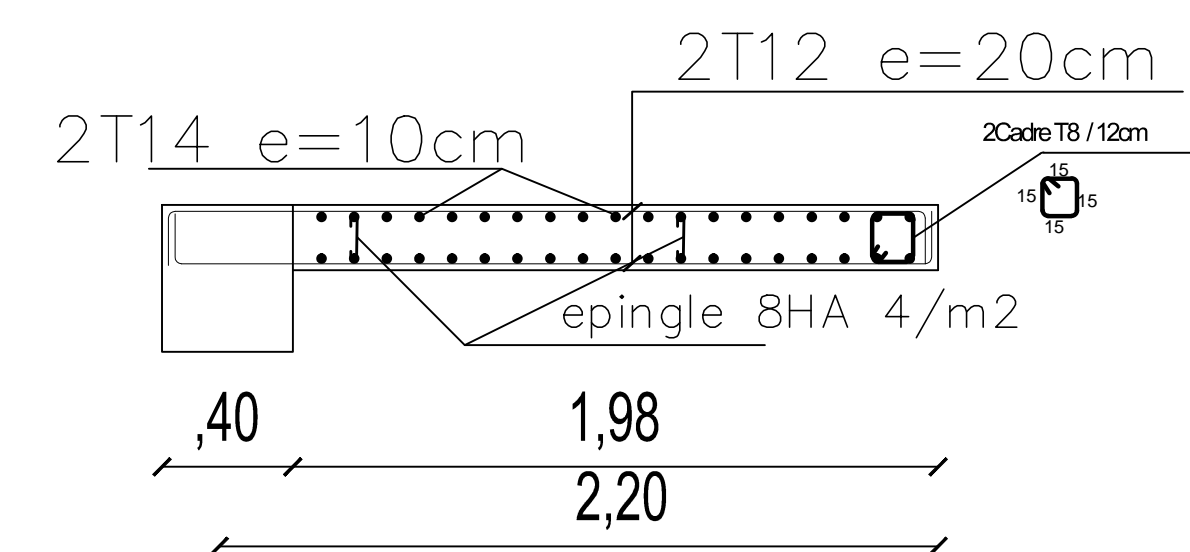
**FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINAL 1**



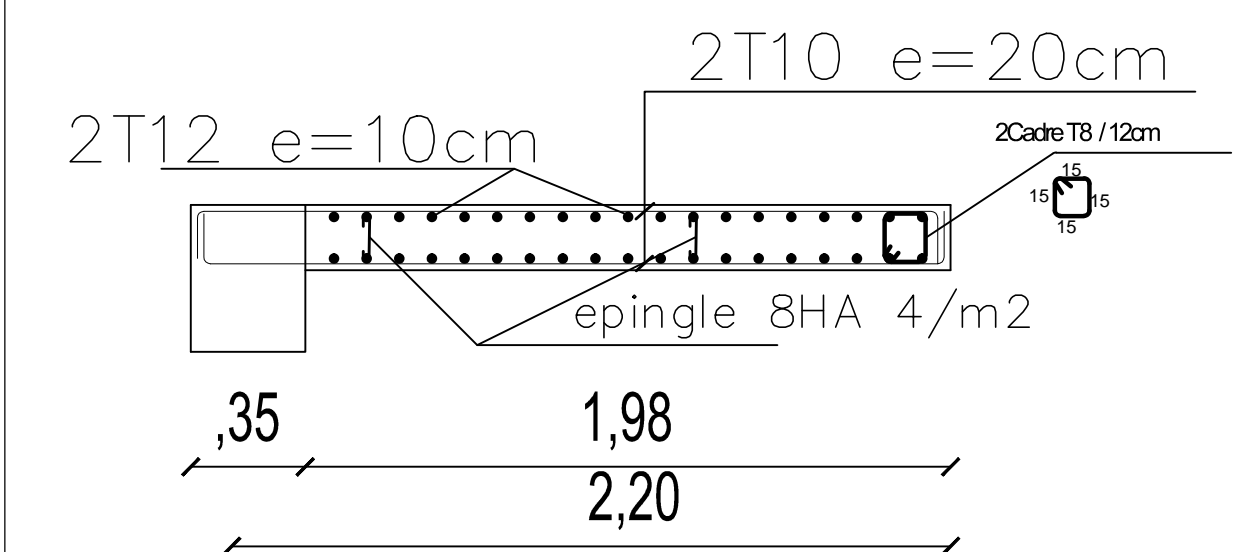
**FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINAL 2**



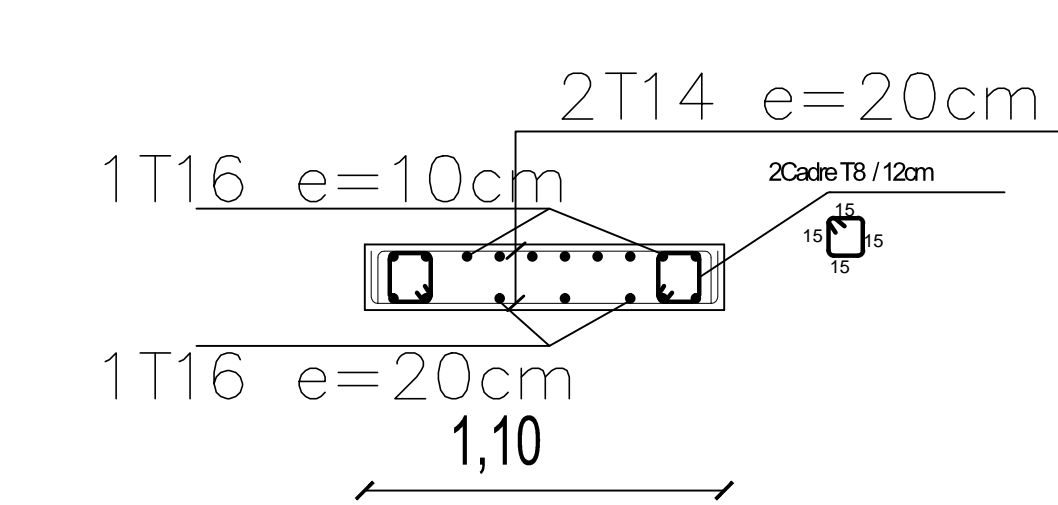
**FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINAL 2**



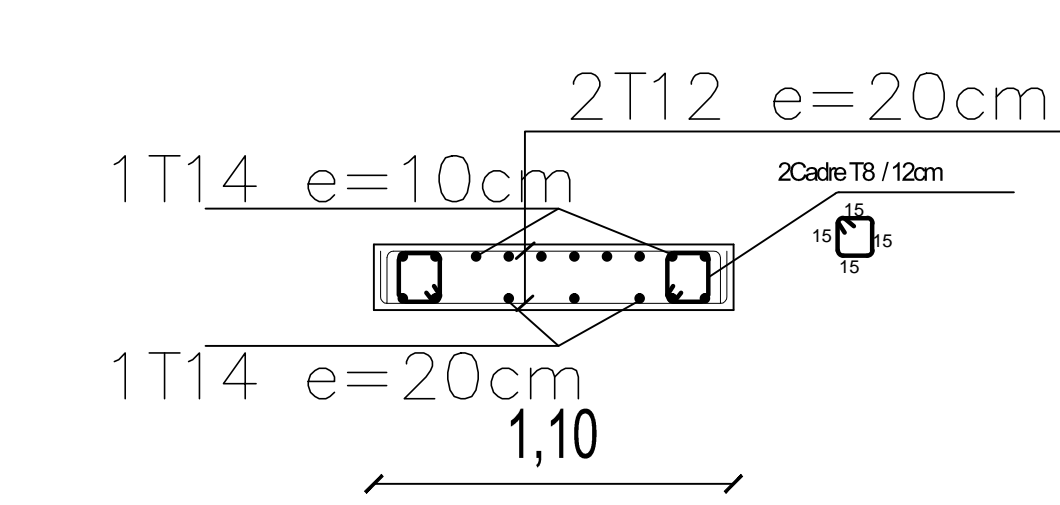
**FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINAL 2**



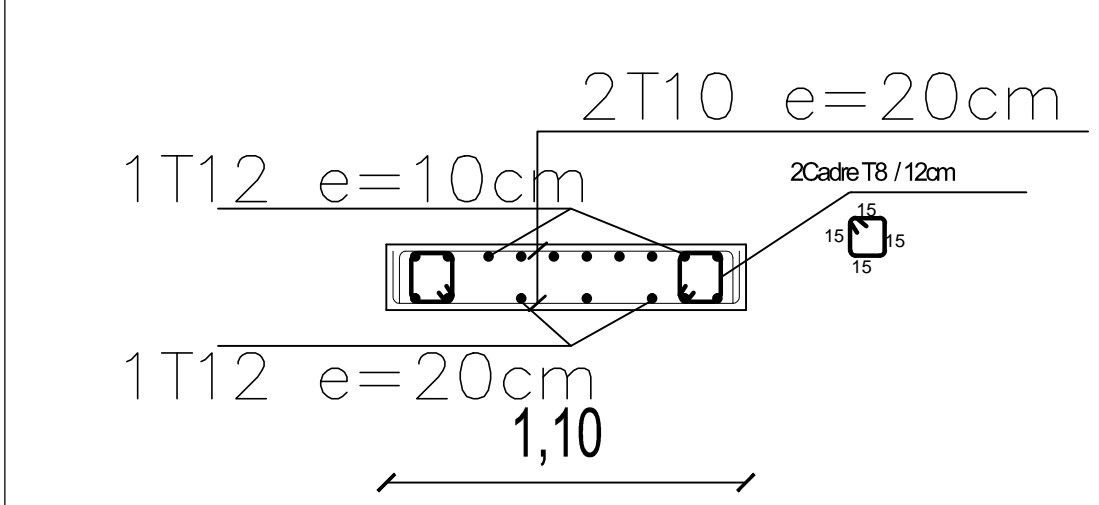
**FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINAL 3**



**FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINAL 3**



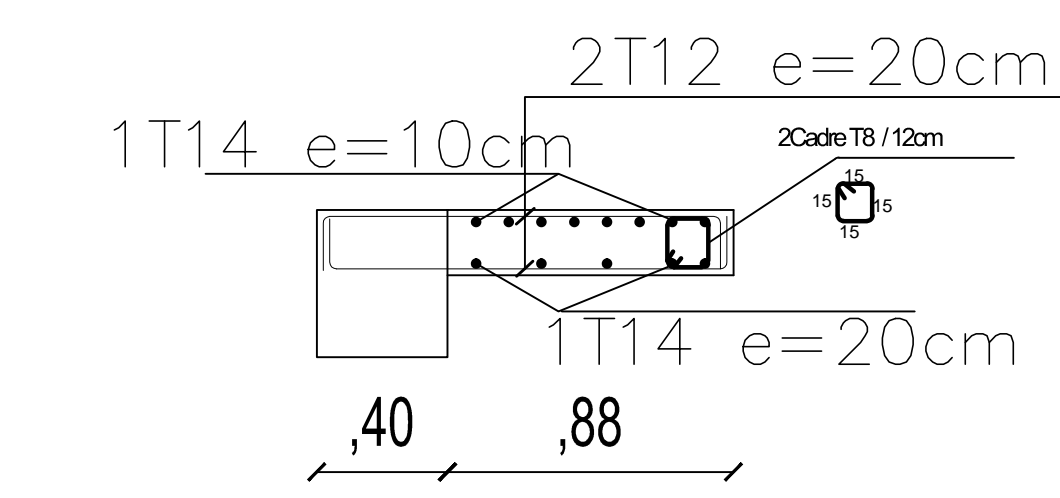
**FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINAL 3**



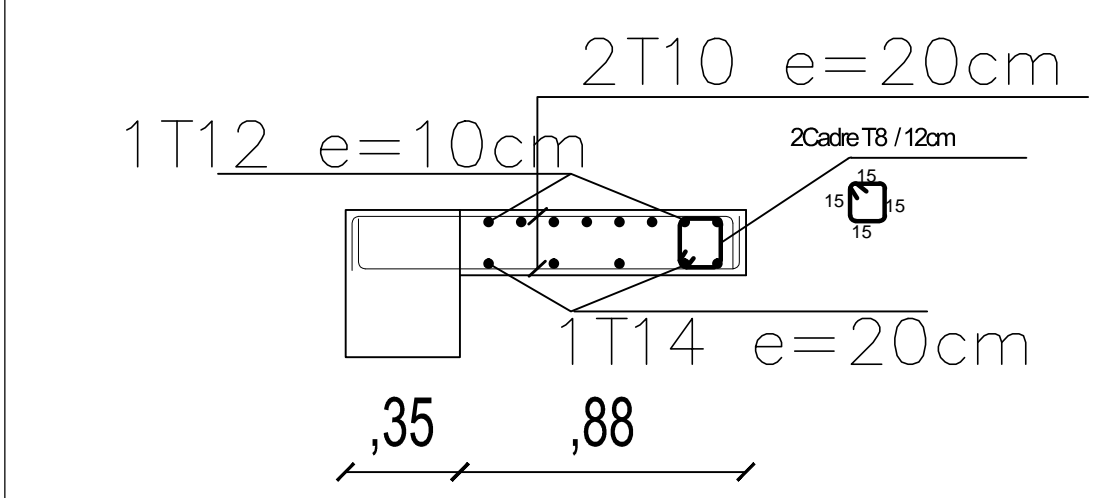
**FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINAL 4**



**FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINAL 4**

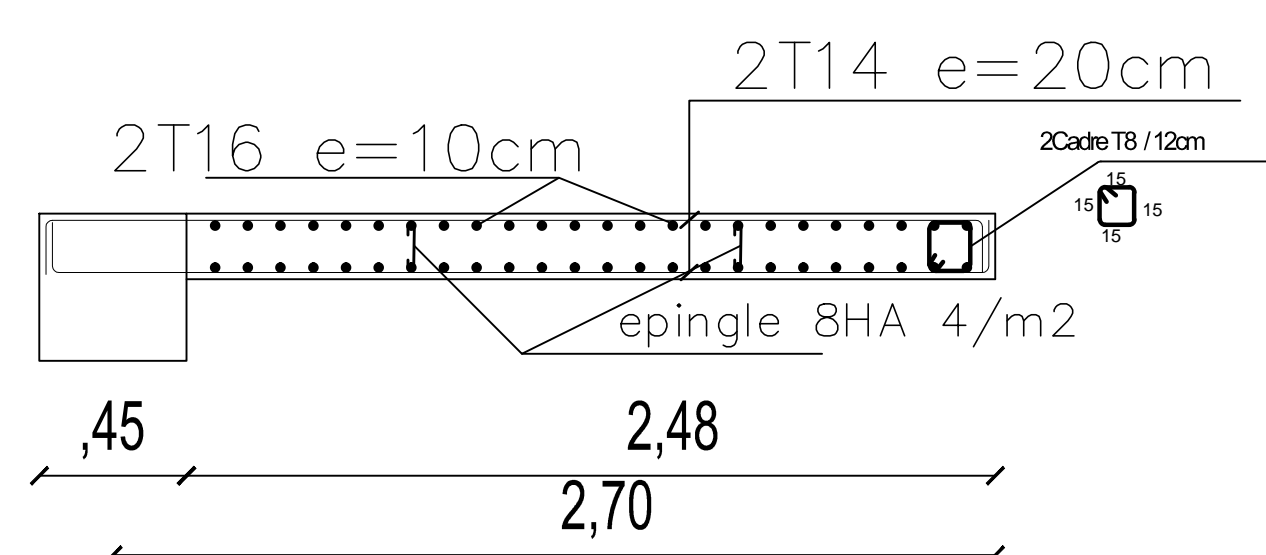


**FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINAL 4**



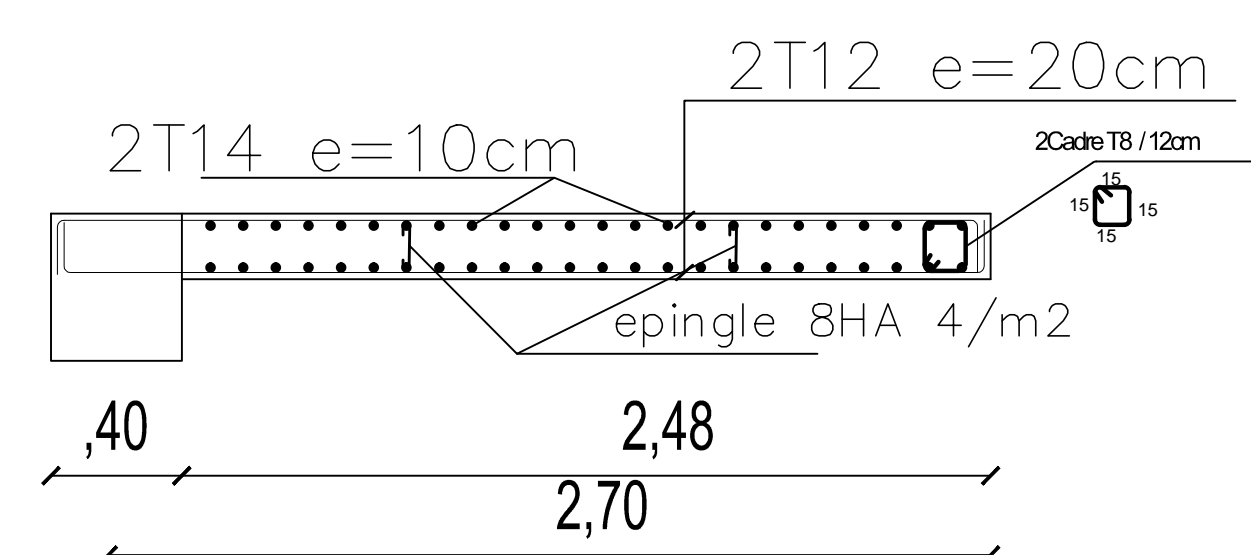
ZONE I

**FERRAILLAGE DES VOILES TRANSVERSAL 1**



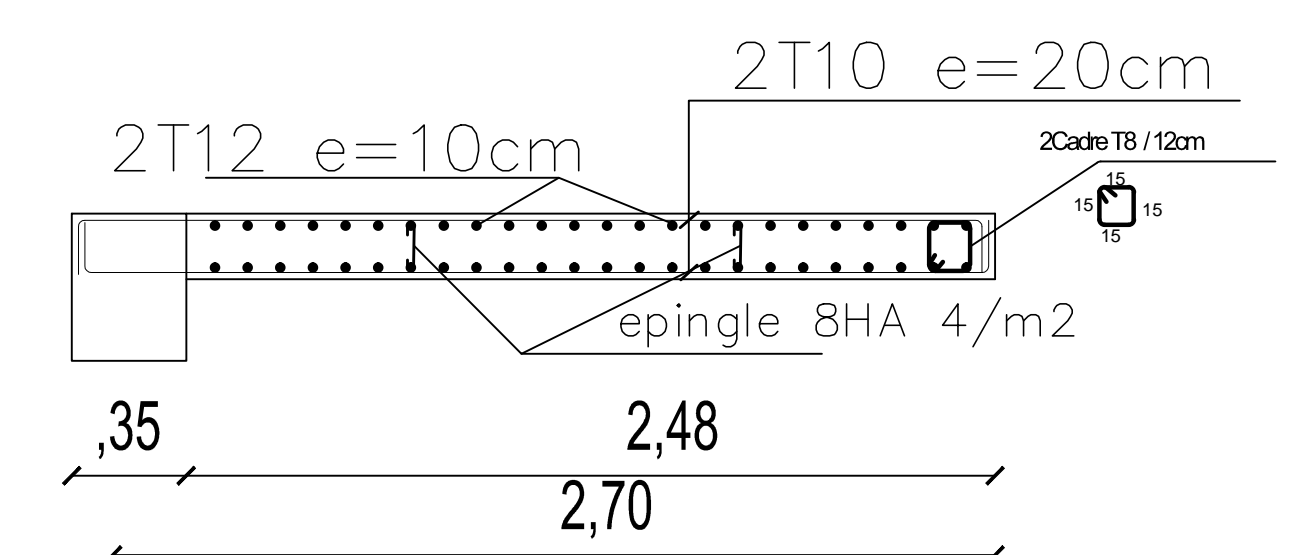
ZONE II

**FERRAILLAGE DES VOILES TRANSVERSAL 1**

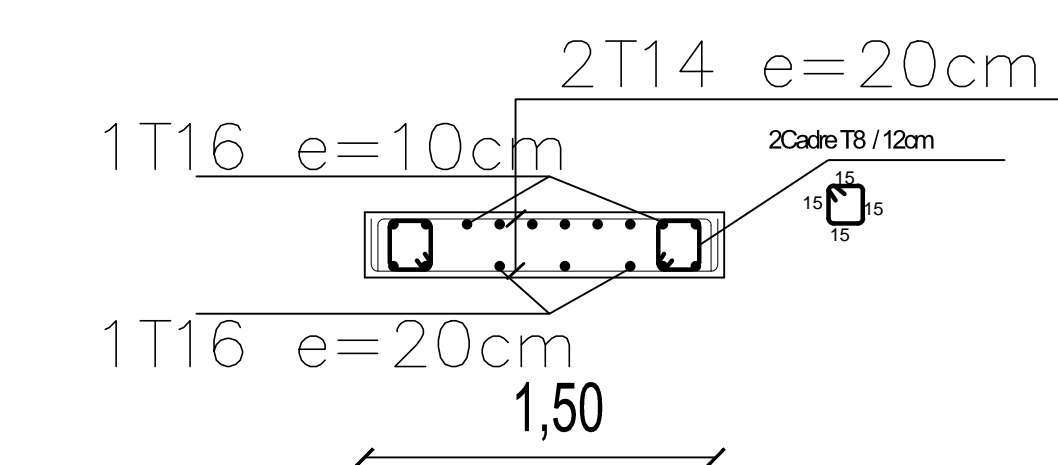


ZONE III

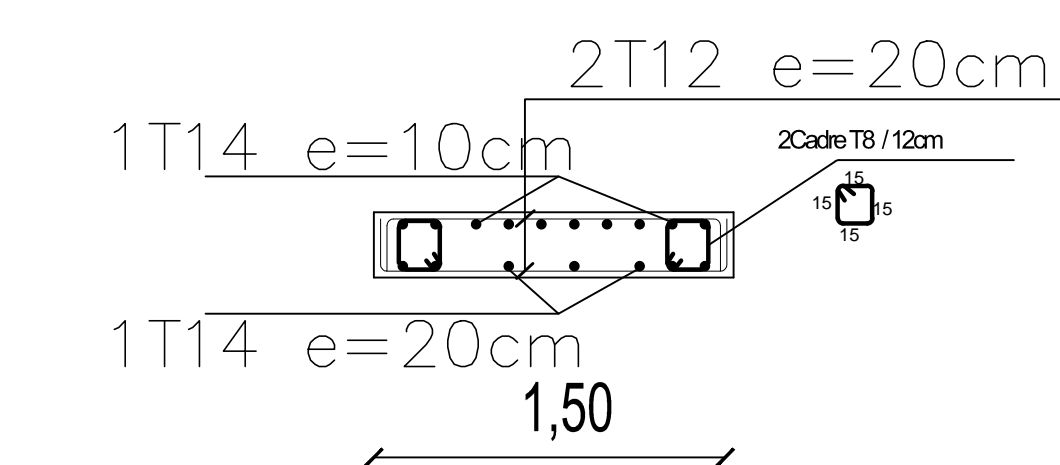
**FERRAILLAGE DES VOILES TRANSVERSAL 1**



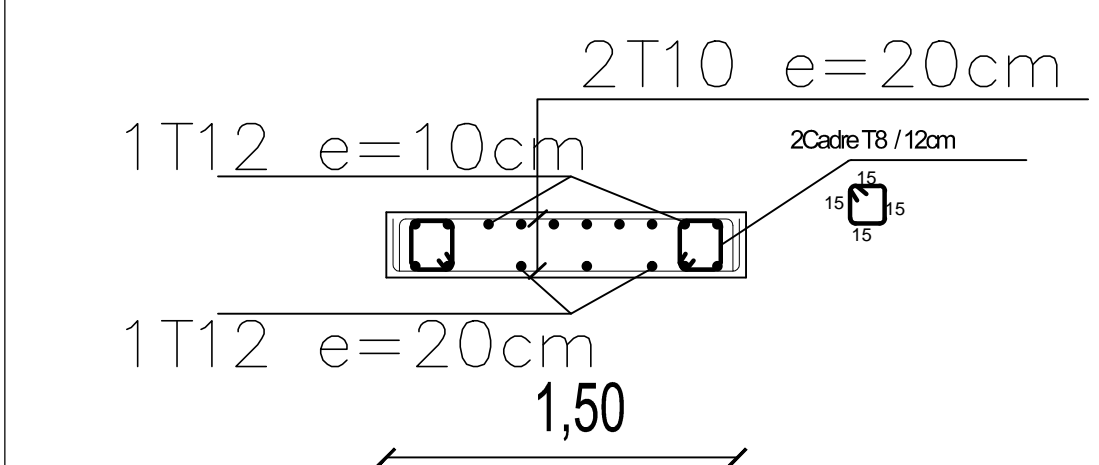
**FERRAILLAGE DES VOILES TRANSVERSAL 2**



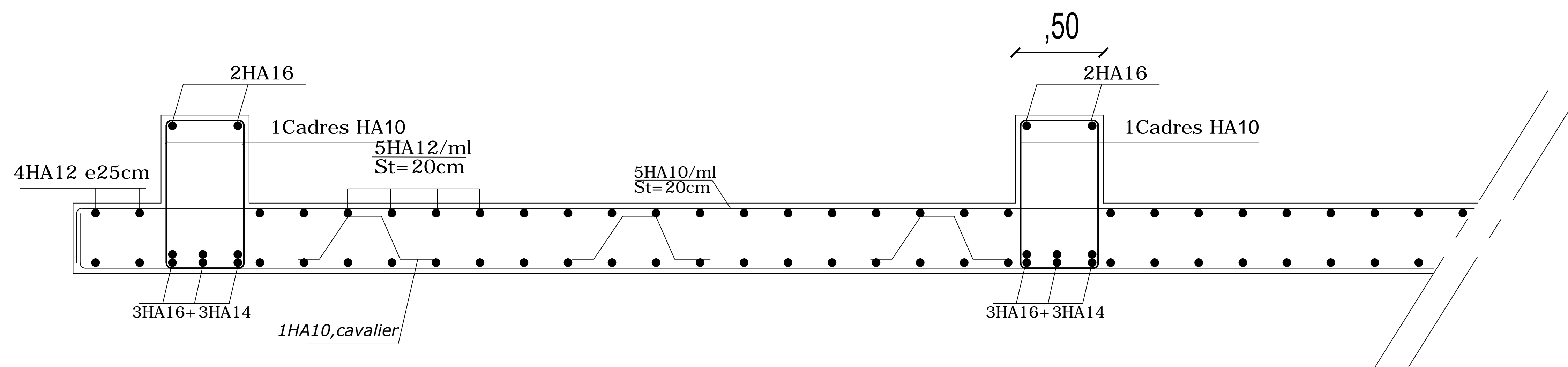
**FERRAILLAGE DES VOILES TRANSVERSAL 2**



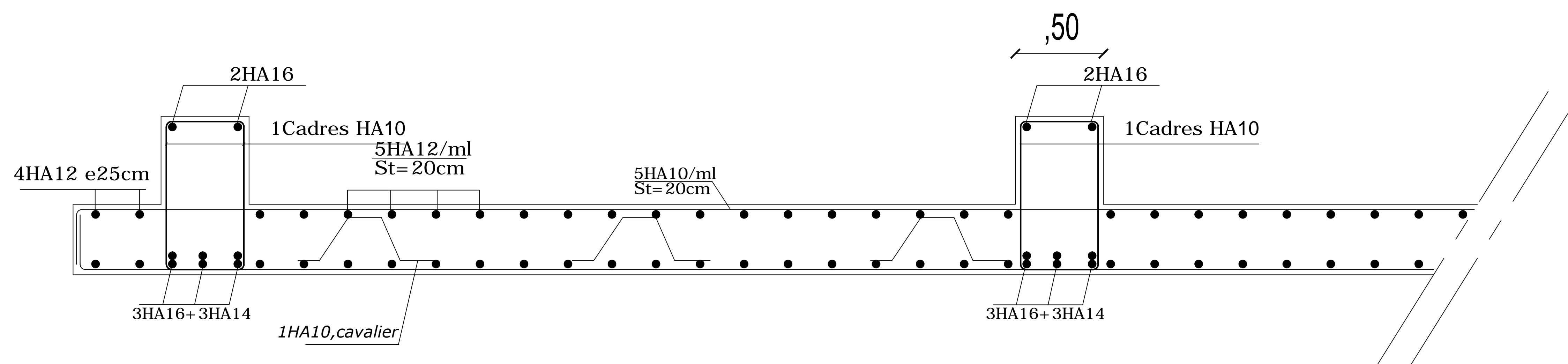
**FERRAILLAGE DES VOILES TRANSVERSAL 2**



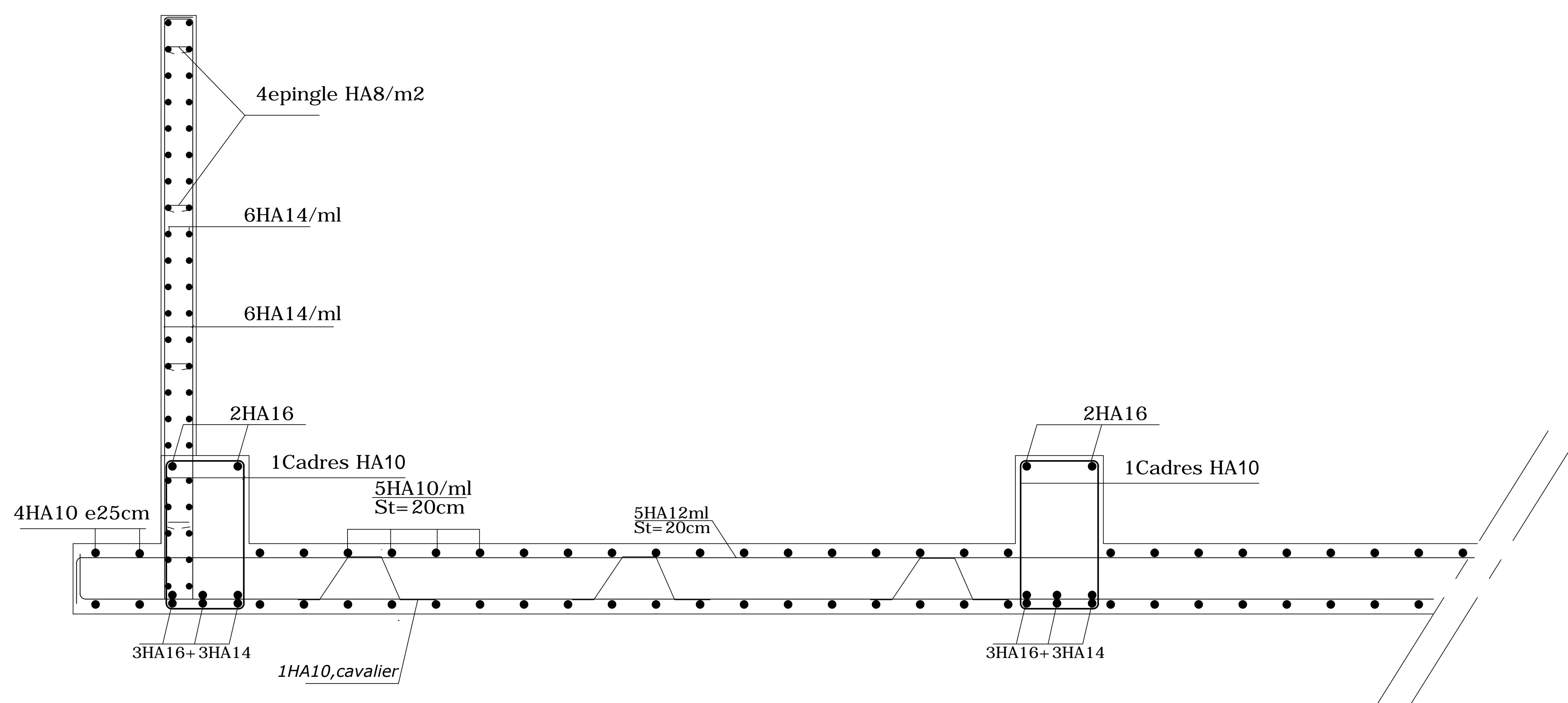
# PLAN DE FERRAILLAGE DU RADIER SENS X-X



# PLAN DE FERRAILLAGE DU RADIER SENS Y-Y



# PLAN DE FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE



## **CONCLUSION**

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

On a utilisé le logiciel ETABS afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

L'étude de l'infrastructure, elle est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.

# *BIBLIOGRAPHIE*

- Règles parasismique algérienne RPA99 (version 2003).
- Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-pierre MOUGIN).
- Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et Constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Formulaire de béton armé T1 et T2 (Victor DAVIDOVICI).
- Conception et calcul des structures de bâtiment (Henry THONIER).
- Cours et TD béton I, Béton II et RDM I.
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.