

**UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI**

*Faculté du génie de la construction  
Département de génie civil*

**Mémoire de fin d'études**

*En vue d'obtention du diplôme MASTER en génie civil.*

*Option : Constructions Civiles et Industrielle*

***THEME***

***ÉTUDE D'UN BATIMENT (R+9)  
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCE  
CONTREVENTE PAR VOILE AVEC LE LOGICIEL  
D'ETABS V 9.7***

Encadré par :

**Mr. HAMIZI**

Etudié par :

**Mr . BOUCHAIB Abdelmalek**

**Mr . MARAR Hamza Abdenour**

## ***SOMMAIRE***

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....Page001

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de

charge.....Page011

1-Planchers .....Page011

2-Poutres.....Page013

3- Voiles .....Page014

4-Poteaux .....Page015

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.....Page027

1-L'acrotère.....Page027

2-Les planchers.....Page033

3-Les balcons .....Page 049

4-La salle machine.....Page 054

5-Les escaliers .....Page063

6-Poutre palière .....Page070

Chapitre IV : étude de contreventement.....Page78

Chapitre V: Modélisation et Vérifications des exigences du RPA  
.....Page98

Chapitre V I : Ferrailage des éléments structuraux ..... Page118

1. Ferrailage des poteaux.....Page118

2. Ferrailage des poutres .....Page135

3. Ferrailage des voiles .....Page149

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.....Page164

Conclusion générale

Annexe : Plan de ferrailage et de coffrage

Bibliographie

## **INTRODUCTION GENERALE**

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à des mauvaises dispositions constructives.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

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

Notre projet consiste en la réalisation d'une construction a usage habitation, commerce et service (RDC+9) classée selon le RPA 99 version 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

- Au nord : par CEM Haddad
- Au sud : par le Lot N °3.
- A l'est : par le Lots Salle de sports et fêtes.
- A l'ouest : par Route Menant vers cite Caper.

### **Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**

- La hauteur totale : 34,68 m
- La hauteur du RDC : 4.08m
- La hauteur d'étage courant : 3,06 m
- La longueur du bloc : 21.00 m
- La largeur du bloc : 18.00m
- Hauteur de l'acrotère 60 cm

### **Définition des éléments de l'ouvrage :**

#### **A-Ossature :**

Cet ouvrage est en béton armé, et pour qu'il résiste à l'effort du séisme, le RPA 99/03 exige que pour toute structure dépassant une hauteur de huit mètres (8m) ou deux niveaux en Zone III, le type de contreventement sera un contreventement mixte (voiles- portiques) ou voiles seuls.

#### **B- les Planchers :**

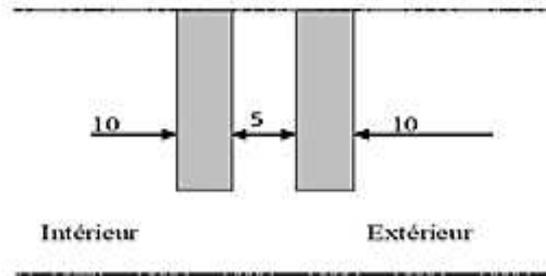
Le plancher est une aire plane servant à supporter son poids propre et les surcharges, limiter les étages et assurer une isolation thermique et phonique.

Dans notre cas le plancher est constitué de corps creux et d'une dalle de compression portée par des poutrelles.

#### **C- la maçonnerie :**

- les murs extérieurs sont en double cloison composés de deux murs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur et 5cm pour la lame d'air qui assure l'isolation thermique.

- les murs intérieurs ou murs de séparation sont en briques creuses d'épaisseur égale à 10cm.

**D- l'Escalier :**

Les escaliers du RDC et les escaliers de l'étage courant sont composés de deux volées adjacentes.

**E- les Balcons :**

Les balcons sont en dalle pleine.

**F- les revêtements :** il sera réalisé en :

Carrelage scelle pour les plancher et les escaliers.

Céramique pour les salles d'eau.

Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau.

Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds

**G- le coffrage :**

On utilise un coffrage en bois pour les poteaux et les poutres et un coffrage métallique pour les voiles.

**H- la terrasse :**

La terrasse est une aire plane servant à supporter son poids propre et les surcharges.

Dans notre cas elle est constituée de corps creux et d'une dalle de compression portée par des poutrelles, en plus des éléments d'étanchéité et d'isolation thermique.

**I- Cage d'ascenseur :**

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

**G- voile :**

Les voiles sont des murs en béton armé, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.

Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme

**h-Les fondations :**

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage, elles seront définies dans les chapitres qui suivent.

•Les caractéristiques de sol sont : 2bar.

**Hypothèses de calcul :**

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément aux règles :

- BAEL91 modifié 99 (béton armé aux états limites)
- RPA99 modifié 2003 (règles parasismiques algériennes)
- DTR (document technique réglementaire)

**I.2.Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Pour la conception de l'ouvrage, deux matériaux essentiels sont à utiliser, à savoir le béton et l'acier.

**I.2.1. Le béton :****A) Les caractéristiques physiques et mécaniques :****1.Résistance caractéristique à la compression :**

Le 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  $< 28$  jours, sa résistance à la Compression est calculée comme suit :

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

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

Pour le présent projet, on adoptera  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

**2. Résistance caractéristique à la traction : (Art A-2.12 BAEL 91)**

La résistance du béton a la traction est faible, elle est de l'ordre de 10 % de la résistance a la compression, elle est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

D'où :  $f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

## 2) Contraintes limites :

Les calculs justificatifs seront conduits selon la théorie des états limites exposée dans le BAEL99. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou l'un des éléments est strictement satisfaite. On distingue deux états limites :

### \* Etat limite ultime (ELU) :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité, au-delà de cet état la structure perde :

- L'équilibre statique de la construction (basculement).
- La résistance de chacun des éléments (rupture).
- La stabilité de forme (flambement).

### \*Etat limite de service (ELS) :

Ce sont les états ou les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la structure sont plus satisfaites. Cet état comprend l'état limite de déformation et de fissuration, pour ce dernier on distingue trois situations possibles qui sont :

- Fissuration peu préjudiciable.
- Fissuration préjudiciable.
- Fissuration très préjudiciable.

## 3) Contrainte limites de compression :

$$f_c = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ MPa}$$

Coefficient de sécurité partiel :

- $\gamma_b = 1,50$  en situation courante  $f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$
- $\gamma_b = 1,15$  en situation accidentelle  $f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$

0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.

$\theta$  = coefficient de la durée d'application des actions considérées,

- $\theta = 1$  si la durée d'application est  $\geq 24 \text{ h}$ .
- $\theta = 0,9$  si la durée d'application est entre 1h et 24h.

- $\theta=0,85$  si la durée d'application est  $< 1h$ .

#### 4. Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \quad (\text{Art A.5.1, 21/BAEL91}).$$

$v_u$ : Effort tranchant à l'ELU dans la section.

$b_0$ : Largeur de la section cisailée.

$d$  : Hauteur utile (0,9h position d'acier tendus).

Cette contrainte doit respecter les conditions limites suivantes :

$$\bar{\tau}_{u\text{u}} = \min [0,13f_{c28} ; 5\text{MPa}] = 3,25 \quad \text{pour la fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\tau}_{u\text{u}} = \min [0,10f_{c28} ; 4\text{MPa}] = 2,5 \quad \text{pour la fissuration préjudiciable et très préjudiciable}$$

#### 5. Contrainte de service à la compression : (Art A-4.5.2. BAEL 91)

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \text{ [MPa]} \qquad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]}$$

#### B) Module d'élasticité :

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale sur la déformation engendrée.

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de module :

##### 1. Module de déformation instantané : (Art A-2.1.21 BAEL 91)

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures il résulte un module

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

$$\text{Pour } f_{cj} = 25 \text{ [MPa]} \quad \text{on a : } E = 32164,20 \text{ [MPa]}$$

##### 2. Module de déformation différée : (Art A-2.1.22 BAEL 91).

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage de béton on prend un module égal :  $E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ [MPa]} \quad \text{on a : } E_{vj} = 1081,86 \text{ [MPa]}.$$

##### 3. Module de déformation transversale :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \text{ [MPa]}$$

avec :

**E** : Module de Young (module d'élasticité).

**v**: Coefficient de poisson.

Le coefficient de poisson  $\nu$  : est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale, il est pris égal à :

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

$\nu=0,2$  (à l'ELS) pour le calcul des déformations.

Modèles de calcul :

**A l'ELU :** pour les calculs à l'ELU, le diagramme réel de déformation est donné sur la figure ci-dessous :

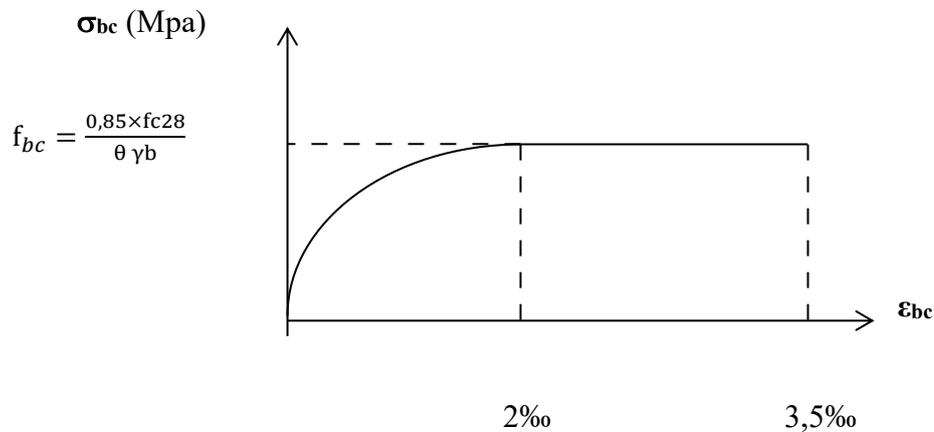


Figure. I.1 : Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELU.

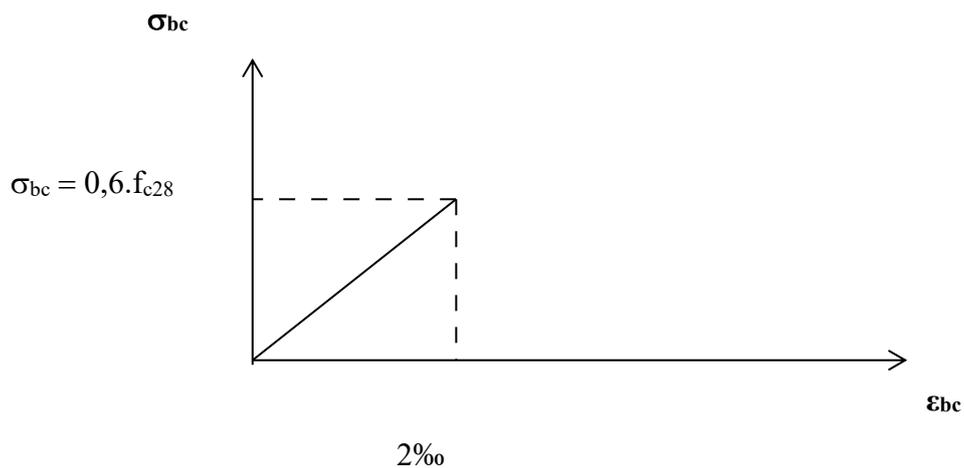


Figure. I.2 : Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELS.

**I.2.2. Les aciers :**

Généralités :

Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surfaces (RL, HA).

Type D'acier	Nomination	Symbole	Limite D'élasticité Fe en MPa	Résistance à la Rupture	Allongement Relatif à la Rupture [%]	Coefficient De Scellement $\Psi$
<b>Aciers en Barre</b>	Rond lisse Fe E235	RL	235	410-490	22	1
	Haute adhérence FeE400	HA	400	480	14	1,5
<b>Aciers en treillis</b>	Treillis soudé (T S) TL 520( $\phi < 6$ )	TS	520	550	8	1

**Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers.**

**1. Module d'élasticité :**

-Le module élasticité longitudinal ( $E_s$ ) de l'acier est pris égal à :

$$E_s = 200000 \text{ MPa.} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.2, 1})$$

-Coefficient de poisson des aciers : il est pris égal :  $\nu=0,3$ .

**-Limite d'élasticité de l'acier :**

\*Contrainte limite ultime :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\sigma_s$  : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s: \text{Coefficient de sécurité tel que : } \gamma_s = 1,15 \text{ en situation courante.} \\ \gamma_s = 1,00 \text{ en situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{pour les aciers à haute adhérence FeE400} \\ \sigma_s = 204 \text{ MPa} \quad \text{pour les aciers doux FeE240} \end{array} \right.$$

\*Contrainte limite de service :

- **Fissuration peu nuisible** : cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire.

$$\sigma_s = f_e$$

(BAEL 91 modifies 99 , art A.4.5,32)

- **Fissuration préjudiciable** : c'est le cas des éléments exposés à l'intempérie.

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e , \max(0,5f_e, 110 \sqrt{nftj}) \right\} \quad \text{en MPa}$$

(BAEL 91 modifiés en 99, art A.4.5, 32)

- **Fissuration très préjudiciable** : c'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_s = 0,8 \min \left\{ \frac{2}{3} f_e , \max(0,5f_e, 110 \sqrt{n \cdot ft28}) \right\} \quad \text{en MPa}$$

(BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5, 34)

n: Coefficient de fissuration.

n=1 : pour les ronds lisses (RL).

n=1,6 : pour les hautes adhérences (HA).

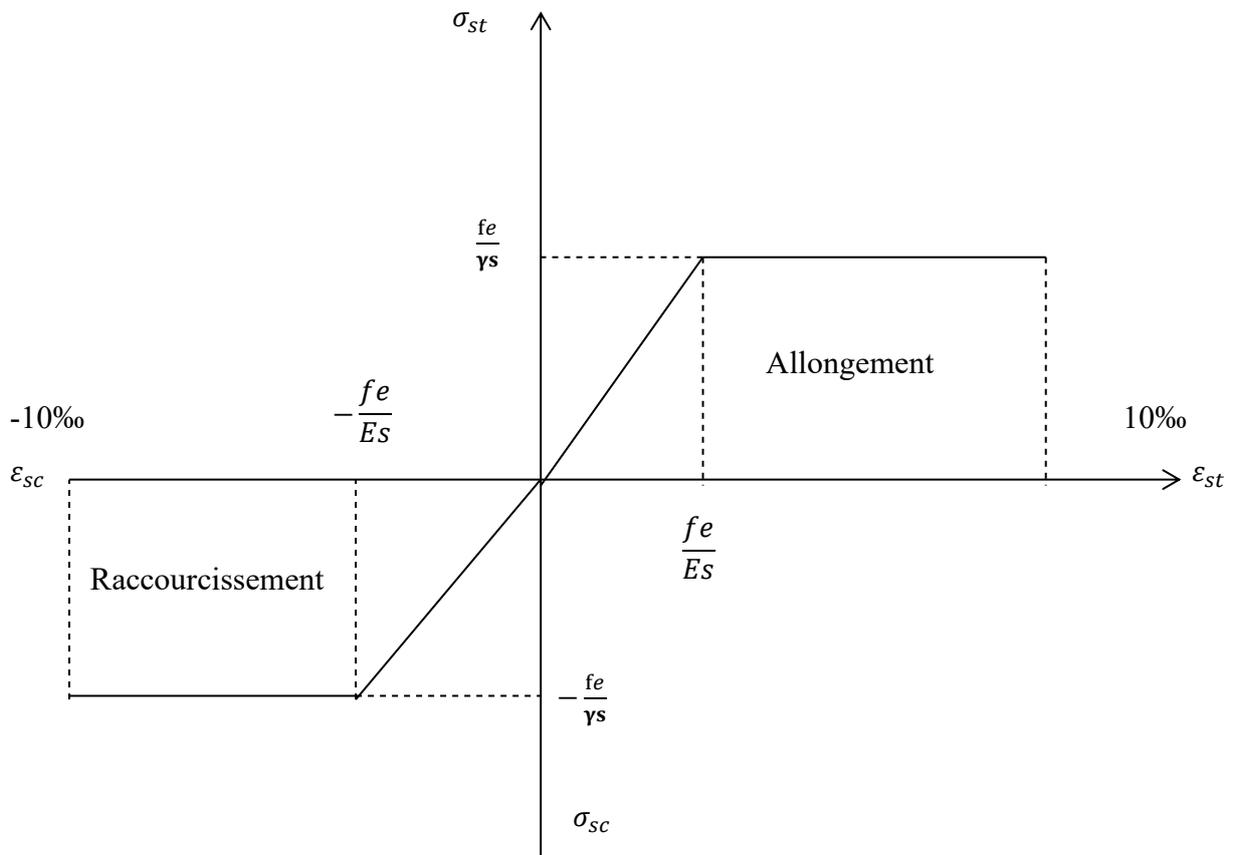


Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation.

## 2. 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.

La réglementation utilisée :

BAEL 91 (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et

Constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).

RPA 99 modifié 2003 (règles parasismiques algériennes).

DTR.BC-22 (charges et surcharges d'exploitations).

## I. 1. Introduction :

Après la présentation de notre ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés, nous procédons au pré dimensionnement des éléments de notre structure. Ce pré dimensionnement nous permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur des planchers, des poutres, des voiles et des poteaux. Cela en utilisant les règlements (RPA99/ version2003) et (C.B.A 93).

## II.2. Pré dimensionnement des éléments :

### II.2.1 Les planchers

#### II.2.1.1 En corps creux

Il se décompose en un corps creux et une dalle de compression ferraillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles en béton armé disposées dans le sens de la petite portée.

La hauteur totale du plancher doit vérifier la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad (\text{Art B.6.8.423 BAEL 91})$$

Avec :

- $\left\{ \begin{array}{l} L : \text{porté libre maximale dans le sens des poutrelles.} \\ h_t : \text{hauteur totale du plancher.} \end{array} \right.$

$$L_{\max} = 310 - 25 = 285 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{285}{22,5} = 12,66 \text{ cm.}$$

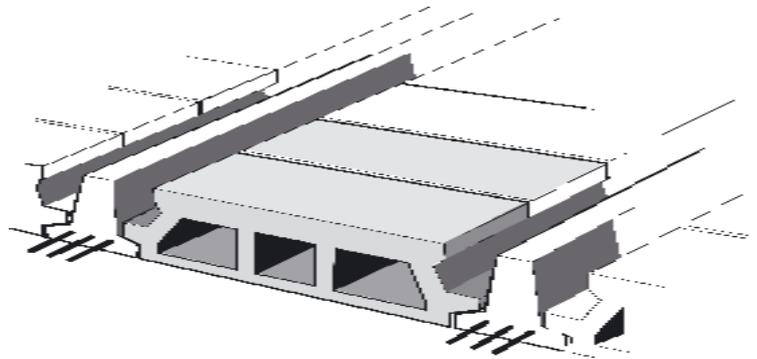


Figure II-1 : Plancher en corps creux.

On optera pour un plancher de  $(16+4) = 20$  cm

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

### II.2.1.2 En dalle pleine :

La dalle pleine est un plancher en béton armé de 15 à 20-cm d'épaisseur coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Ce type de plancher est très utilisé dans l'habitat collectif.

Le pré dimensionnement du plancher en dalle pleine est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation :

-Dalle pleine :

N°	Eléments	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,44
2	Mortier de pose	0,44
3	Couche de sable	0,36
4	Dalle plein en béton arme	3,75
5	Enduit ciment	0,36
Charge permanente total $G_t$		5,35

Tableau II.1 : Détermination des charges et surcharges

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

##### ❖ Dalle pleine de la salle machine :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,20}{2,70} = 0,81$$

$$0,4 \leq \alpha \leq 1 : \quad e_p \geq \frac{L_x}{30} = \frac{220}{30} = 7,33 \text{ cm}$$

Dans notre cas on prend :  $e_p = 15 \text{ cm}$ .

#### b) Condition de résistance au feu : (règles techniques CBA 93)

$e = 7 \text{ cm}$  : pour une heure de résistance au feu.

$e = 11 \text{ cm}$  : pour deux heures de résistance au feu.

$e = 17,5 \text{ cm}$  : pour quatre-heures de résistance au feu.

$e$  : épaisseur de la dalle pleine

On opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures de feu,

C'est-à-dire :

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

### c) Isolation acoustique : (règles techniques CBA 93)

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, la masse surfacique minimale du béton est de  $\rho = 350 \text{ kg/m}^2$ .

L'épaisseur minimale de la dalle est donc :

$$e = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 0,14 \text{ m} = 14 \text{ cm}$$

On prend :  $e = 15 \text{ cm.}$

## II.2.2. Les poutres

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

### Règlement B.A.E.L 91 modifiée 99

- Largeur :  $b \geq 20 \text{ cm}$
- Hauteur :  $h \geq 30 \text{ cm}$
- Rapport :  $\frac{h}{b} \leq 4$
- $b_{\max} \leq 1,5 h + b_1$

Avec :

- $h$  : Hauteur de la poutre,
- $b$  : Largeur de la poutre,
- $b_1$  : Largeur du poteau.

### II.2.2.1 Poutres Principales : (poutre porteuse)

$$L_{\max} = 480 - 25 = 455 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \rightarrow \quad \frac{455}{15} \leq h \leq \frac{455}{10}$$

$30,33 \leq h \leq 45,5 \text{ cm}$  ; Nous optons pour  $h_t = 40 \text{ cm}$

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \rightarrow \quad 16 \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

Nous optons pour  $b = 25$

**II.2.2.2. Poutres secondaires :**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, et elles servent de chaînage entre les différents éléments de la structure.

$$L_{\max} = 310 - 25 = 285 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \rightarrow \quad \frac{285}{15} \leq h_t \leq \frac{285}{10}$$

$$19 \leq h_t \leq 28.5 \text{ cm} ; \text{ Nous optons pour } h_t = 30 \text{ cm}$$

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \rightarrow \quad 12 \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Nous optons pour  $b = 20 \text{ cm}$

**II.2.2.3. Vérification selon le RPA 99 /version 2003**

❖ **Poutres Principales :**

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{On a } b = 30 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$h_t \geq 30 \text{ cm} \quad \text{On a } h_t = 40 > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \text{On a } h/b = 40/30 = 1,33 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

❖ **Poutres Secondaires :**

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{On a } b = 25 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \text{On a } h = 30 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \quad \text{On a } \frac{h}{b} = \frac{30}{25} = 1,2 < 4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**II.2.3. Les voiles**

Ce sont les éléments rigides en béton armé coulé sur place destiné à reprendre une partie des charges verticales et assurer la stabilité de l’ouvrage sous l’effet des charges horizontales, ils sont pré-dimensionner par le **RPA 99 /version 2003 Art 7.7.1** tel que :



**Figure II.2 :** Dimension du voile.

**a** : épaisseur du voile,

**h<sub>e</sub>** : hauteur libre d'un étage  $h_e = h - e_p$

**h** : hauteur d'étage,

**e<sub>p</sub>** : épaisseur du plancher

Et ils doivent vérifier la condition

$$e_{p\min} \geq 15 \text{ cm}$$

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

#### ❖ Voile RDC,

$$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$$

$$e_p = \frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19,40 \text{ cm}$$

#### ❖ Voiles Etages courants,

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

$$e_p = \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm}$$

On prend :  $e_p = 20 \text{ cm}$

#### Vérification selon le RPA 99 /version 2003

$a_{\min} = 20 \text{ cm} > 15 \text{ cm}$  ..... Condition vérifiée.

$L_{\min} = 286 \text{ cm} > 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$  ..... Condition vérifiée.

#### II.2.4. Les poteaux

Ce sont les éléments verticaux en béton armé de section rectangulaire ou carrée, destiné à stabiliser la structure et transmettre les charges verticales et horizontales subites par l'édifice aux fondations.

Ils sont pré-dimensionnés à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal  $N_s = G + Q$ .

Leurs sections sont données par :

$$S = \frac{N_s}{v \times f_{c28}} = \frac{N_s}{0,3f_{c28}} \quad (\text{RPA 99 /version 2003, A.7.4.3.1})$$

Selon le (RPA 99 /version 2003, A.7.4.1) la dimension des sections transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$       En zone I et IIa
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$       En zone IIb et III
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$     Avec  $h_e$  : hauteur libre des étages
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

**II.2.5.1. Détermination des charges permanente et surcharges d’exploitation :**

- Elles sont données par le document technique réglementaire **DTR B.C.2.2 « charges et surcharges d’exploitation »**

**II.2.5.1.1. Charges permanentes G :**

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Maçonnerie en brique creuse avec enduit</b>	0,10	9	0,9
<b>Revêtement en carrelage</b>	0,02	22	0,44
<b>Mortier de pose</b>	0,02	20	0,4
<b>Lit de sable</b>	0,02	18	0,36
<b>Plancher en corps creux</b>	0,20	/	2,8
<b>Enduit en plâtre</b>	0,02	10	0,2
<b>Totale</b>			<b>5,1</b>

- **Tableau II.2 :** Charges permanentes de l’étage courant.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Couche de gravier	0,05	17	0,85
Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
Forme de pente	0,06	22	1,32
Isolation thermique en liège	0,04	4	0,16
Plancher en corps creux	2	/	2,8
Enduit sous plafond en plâtre	0,02	10	0,2
<b>Totale</b>			<b>5,45</b>

- Tableau II.3: Charges permanentes de la terrasse inaccessible.

-

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit en ciment	0,02	20	0,4
Maçonnerie en brique creuse extérieure	0,10	9	0,9
Lame d'aire	0,05	/	/
Maçonnerie en brique creuse intérieure	0,10	9	0,9
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
<b>Totale</b>			<b>2,40</b>

Tableau II.4 : Charges permanentes des murs extérieurs.

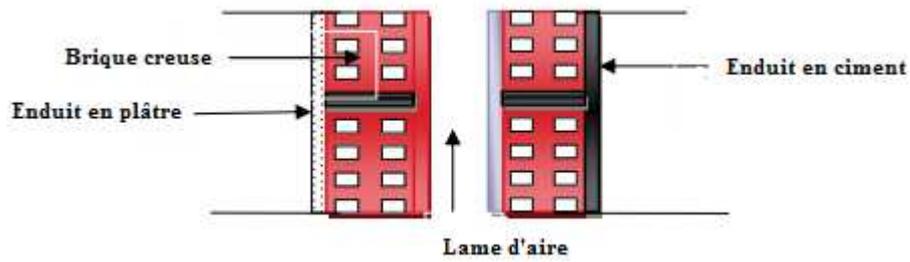


Figure II.3 : coupe verticale d'un mur extérieur.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Maçonnerie en brique creuse	0,10	9	0,9
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
<b>Totale</b>			<b>1,3</b>

Tableau II.5 : Charges permanentes des murs intérieurs.

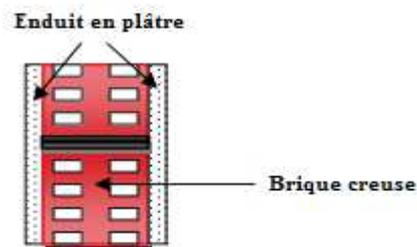


Figure II.4 : coupe verticale d'un mur intérieur.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine en béton armé	0,15	25	3,75
<b>Totale</b>			<b>3,75</b>

Tableau II.6 : Charges permanentes des voiles de contreventement.

II.2.5.1.2. Surcharge d’exploitation Q :

- ❖ Plancher étage courant à usage d’habitation.....1,5  $\frac{Kn}{m^2}$
- ❖ Plancher RDC à usage commercial ..... 3,5  $\frac{Kn}{m^2}$
- ❖ Plancher terrasse inaccessible .....1  $\frac{Kn}{m^2}$
- ❖ Acrotère.....1  $\frac{Kn}{m^2}$

II.2.5.2 Calcul des Charges et surcharges revenant au poteau le plus solliciter :

Dans notre cas le poteau ayant la plus grande surface d’influence est le (B2).

II.2.5.2.1 La surface d’influence

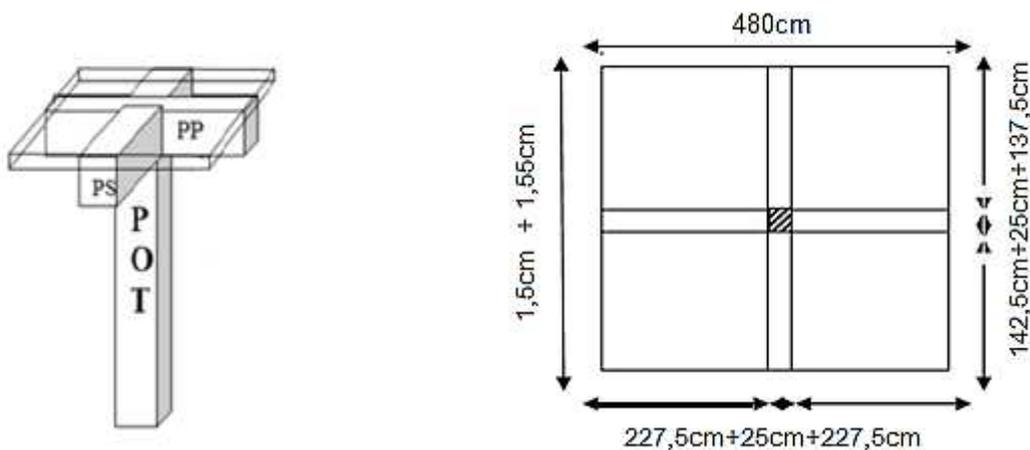


Figure II.5 : Surface d’influence sur le poteau.

❖ **Section brute**

$$S_{\text{brute}} = 480 \times 305 = 146400 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{brute}} = 14,64 \text{ m}^2$$

❖ **Section nette**

$$S_{\text{nette}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 2(137,5 \times 227,5) + 2(142,5 \times 227,5)$$

$$S_{\text{nette}} = 2 \times 31281,25 + 2 \times 32418,5 = 1274000 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{nette}} = 12,74 \text{ m}^2$$

**II.2.5.2 Calcul des poids propres des éléments**❖ **Les poteaux**  $P_{\text{Pot}} = S \times \rho \times h_e$ 

**S** : section des poteaux en zone **IIa**  $\geq 25 \text{ cm}$  (RPA 99/version 2003)

**$\rho$**  : poids volumique du béton  $25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$

**$h_e$**  : hauteur d'étage

➤ RDC :  $P_{\text{RDC}} = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 3,73 = 5,82 \text{ KN}$

➤ Etage courant :  $P_{\text{etage}} = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 2,71 = 4,23 \text{ KN}$

❖ **Les poutres**  $P_{\text{Poutre}} = (b \times h \times \rho) \times L$ 

Avec :  **$\rho$**  : poids volumique du béton  $25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$

**L** : longueur de la poutre

➤ **Les poutres principales** (25 × 35)

$$P_{\text{PP}} = (0,30 \times 0,40 \times 25) \times 4,80 \quad P_{\text{PP}} = 14,4 \text{ KN}$$

➤ **Les poutres secondaires** (20 × 30)

$$P_{\text{PS}} = (0,25 \times 0,30 \times 25) \times 3,10 \quad P_{\text{PS}} = 5,82 \text{ KN}$$

### ➤ Poids total

$$P = P_{PP} + P_{PS} = 14,4 + 5,82$$

$$P = 20,22 \text{ KN}$$

### ❖ Les planchers

$$P_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} \times S$$

➤ Etage courant  $P_{Ec} = 5,1 \times 12,74 = 64,98 \text{ KN}$

➤ Terrasse inaccessible  $P_t = 5,45 \times 12,74 = 69,44 \text{ KN}$

### II.2.5.2.3 La dégression des charges :

➤ La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations. D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces d'influences.

➤ D'après le D.T.R B.C 2.2, cette loi s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux  $n \geq 5$  niveau où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Dans notre cas la loi de dégression de charges est applicable D.T.R B.C 2.2 Art 6.3

➤  $Q_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \sum_{i=1}^n Q_i$

### ❖ Les surcharges d'exploitation

➤ Plancher terrasse inaccessible .....  $Q_{Et} = 1 \times 12,74 = 12,74 \text{ KN}$

➤ Plancher d'étage courant .....  $Q_{Ec} = 1,5 \times 12,74 = 19,11 \text{ KN}$

➤ Plancher du RDC.....  $Q_{RDC} = 3,5 \times 12,74 = 44,59 \text{ KN}$

### II.2.5.3 La loi de de dégression des charges d'exploitation

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on doit appliquer la loi de dégression des charges d'exploitation si le nombre de niveaux  $n \geq 5$ .

Notre ouvrage est composé de 9 étages ( $n \geq 5$ ) donc on doit appliquer la méthode.

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad ; \text{ Pour } n \geq 5.$$

**Q<sub>0</sub>** : surcharge d'exploitation à la terrasse.

**Q<sub>i</sub>** : surcharge d'exploitation de l'étage i.

**n** : numéro de l'étage du haut vers le bas.

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

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1+Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$$

$$\Sigma_n = Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \sum_{i=1}^n Q_i$$

**• Coefficient de dégression des surcharges :**

<b>Niveaux</b>	Terrasse	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
<b>Coefficients</b>	1	1	0.95	0.90	0.80	0.75	0.714	0.687	0.66	0.65

**• Les surcharges cumulées :**

Niveau9.....  $Q_0$ .

Niveau8.....  $Q_0+Q_1$ .

Niveau7 .....  $Q_0+0,95 (Q_1+Q_2)$ .

Niveau6.....  $Q_0+0,90 (Q_1+Q_2+Q_3)$ .

Niveau5.....  $Q_0+0,80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$ .

Niveau4.....  $Q_0+0,75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$ .

Niveau3.....  $Q_0+0,714(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$ .

Niveau2.....  $Q_0+0,687(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$ .

Niveau1.....  $Q_0+0,66(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$ .

RDC.....  $Q_0+0,65(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)$ .

NIVEAU	Charges permanentes [kN]					Surcharges d'exploitation [kN]		Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ [kN]	Section du poteau [cm <sup>2</sup> ]	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	$G_{totale}$	$G_{cumulée}$	$Q_i$	$Q_c$		Section trouvée	Section adoptée
9	69,44	20,22	4,23	93,89	93,89	12,74	12,74	106,63	71,126	30× 30
8	64,98	20,22	4,23	89,43	183 ,32	19,11	31,85	215,17	143,45	30 ×30
7	64,98	20,22	4,23	89,43	272,75	19,11	49,049	321,80	214,53	30× 30
6	64,98	20,22	4,23	89,43	362,18	19,11	64,337	426,52	284,35	35 ×35
5	64,98	20,22	4,23	89,43	541,04	19,11	73,892	614,932	409,95	35 ×35
4	64,98	20,22	4,23	89,43	630,47	19,11	84,402	714,872	476,58	35 ×35
3	64,98	20,22	4,23	89,43	719,90	19,11	94,607	814,507	543,00	40× 40
2	64,98	20,22	4,23	89,43	809,33	19,11	104,639	913,969	609,31	40× 40
1	64,98	20,22	4,23	89,43	898,76	19,11	113,64	1012,4	674,93	40 ×40
RDC	64,98	20,22	5,82	91,02	989,78	44,59	124,533	1114,313	743,87	45× 45

**Tableau II.7 : descente de charges sur le poteau 6-D**

**Remarque :** suite aux dégâts constatés lors du séisme 21 Mai à BOUMARDES,

Il est recommandé de concevoir des poteaux fort est des poutres faibles afin de privilégier

La rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau (pour éviter la rotule plastique)

Ceci nous à conduits à augmenter la section de nos poteaux afin de :

- Respecter les recommandations des experts
- Avoir une bonne répartition des aciers dans la section du béton

**II.2.5.4. Vérification relative au coffrage : (RPA 99 version 2003 Art 7.4.1)**

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur ( $h_e$ ) en une seule fois. Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone II<sub>a</sub> doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$1- \min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ [cm]}$$

$$2- \min (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$3- \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

Avec  $b_1$  et  $h_1$  les dimensions des poteaux

$h_e$  : hauteur d'étagé.

1) Min (30x30) = 30 [cm] condition vérifiée

**Pour les Poteaux des étages RDC (45x45) :**

$$2) \frac{h_e}{20} = \frac{4.08 - 0.35}{20} = 0.186[m]$$

Min (40x45) = 40  $\geq$  18,5 [cm]  $\Rightarrow$  condition vérifiée

$$3) \frac{40}{45} = 2.11 \Rightarrow \frac{1}{4} < 2.11 < 4 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Pour les Poteaux des étages 1.2.3 (40x40) :**

$$2) \frac{h_e}{20} = \frac{3.06 - 0.35}{20} = 0.135[m]$$

Min (40x40) = 40  $\geq$  13,5 [cm]  $\Rightarrow$  condition vérifiée

$$3) \frac{40}{40} = 1 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Pour les Poteaux des étages 4.5.6 (35x35) :**

$$2) \frac{h_e}{20} = \frac{3.06 - 0.35}{20} = 0.135[m]$$

Min (35x35) = 35  $\geq$  13,5 [cm]  $\Rightarrow$  condition vérifiée

$$3) \frac{35}{35} = 1 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Pour les Poteaux des étages 7.8.9 (30x30) :

$$2) \frac{h_e}{20} = \frac{3.06 - 0.35}{20} = 0.135[m]$$

Min (30x30) = 30  $\geq$  13,5 [cm] condition vérifiée

$$3) \frac{30}{30} = 1 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### II.2.5.5. Vérification au flambement :

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

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

$\lambda$  : Elancement du poteau.

$l_f$  : Longueur de flambement ( $l_f = 0,7 l_0$ ).

$i$  : Rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ ).

$I$  : Moment d'inertie du poteau :  $I = bh^3 / 12$

$B$  : Section transversale du poteau ( $B = hb$ )

$l_0$  : Langueur libre du poteau

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0,7 \cdot l_0}{h} \Rightarrow \lambda = 0,7\sqrt{12} \frac{l_0}{h} \quad \lambda = 2.42 \frac{L_0}{h}$$

- Application numérique :

-pour RDC des Poteau de (45x45) :

$$\lambda = 2,42 \times 3,73 / 0,45 = 20,06 < 50 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

-pour les étages 1,2,3 des Poteaux (40x40) :

$$\lambda = 2,42 \times 2,71 / 0,40 = 16,39 < 50 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

-pour les étages 4, 5,6, des Poteaux (35x35) :

$$\lambda = 2,42 \times 2,71 / 0,35 = 18,74 < 50 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

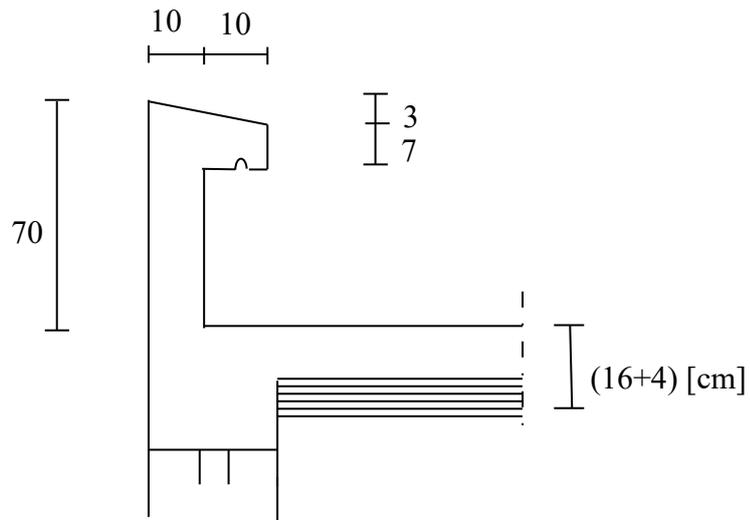
-pour les étages 7, 8, 9 des Poteaux (30x30) :

$$\lambda = 2,42 \times 2,71 / 0,30 = 21,86 < 50 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

**III.1. L'acrotère :**

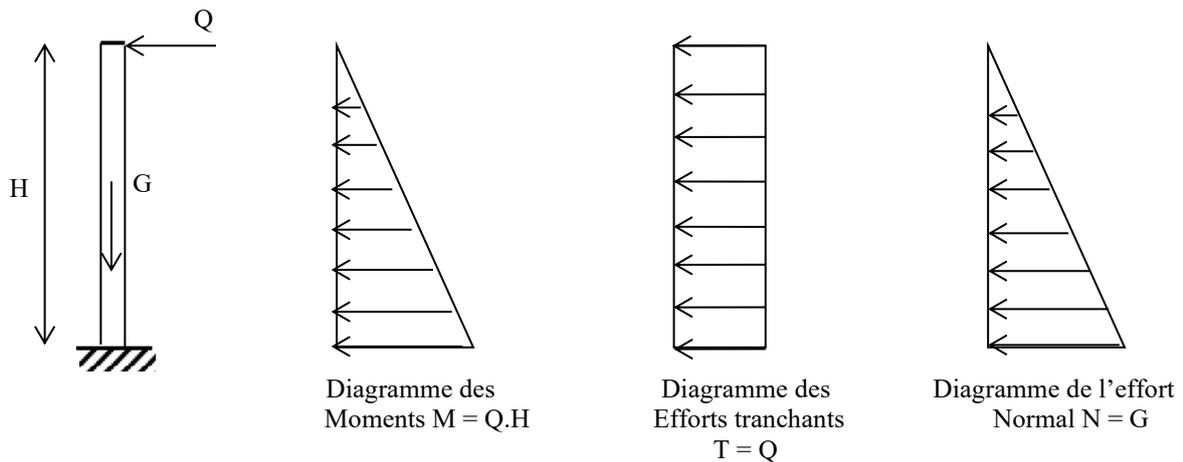
Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à son poids propre  $G$  et un effort latéral  $Q$  dû à la main courante engendrant en un moment renversant  $M$  dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

de 1 [m] de largeur.



**Figure. III.1.1. Coupe verticale de l'acrotère(cm)**

**a) Schéma statique :**



**Figure. III-1.2. Schéma statique de l'acrotère**

**b) Calcul des efforts :**

- Effort normal dû au poids propre :

$$G = \rho \times S = 25 \left[ (0,5 \times 0,1) + (0,07 \times 0,2) + \frac{0,03 \times 0,2}{2} \right]$$

$$G = 1,675 \text{ KN/ml}$$

Avec :

$\rho$  : Masse volumique du béton.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

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

- Moment de renversement M dû à la surcharge Q :

$$M = Q \times H = 1 \times 0,6 \times 1 \text{ ml} = 0,6 \text{ KNm}$$

- Effort tranchant :  $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$

- Effort normal dû au poids propre G :  $N = G \times 1 \text{ ml} = 1,675 \text{ KN}$

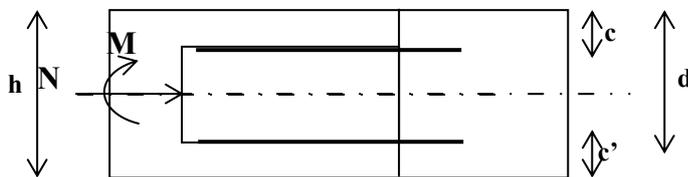
**III.1.1. Combinaison de charge**

**A l'ELU :**

$$\begin{cases} N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,675 = 2,26 \text{ KN} \\ M_u = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KNm} \end{cases}$$

**A l'ELS :**

$$\begin{cases} N_s = G = 1,675 \text{ KN} \\ M_s = M_Q = 0,6 \text{ KNm} \end{cases}$$

**d) Ferrailage:**

h : Epaisseur de la section.

c et c' : Enrobage.

d = h - c : Hauteur utile

$M_f$ : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues

**e) Calcul de l'excentricité à l'ELU :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,26} = 0,39m = 40cm$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2cm \quad \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c \quad \text{Vérfié}$$

Donc :

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures N est un effort de compression neutre à l'intérieur. Donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis se ramène à la flexion composée.

**f) Calcul en flexion simple :****Moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right) = 0,9 + 2,26 \left( \frac{0,10}{2} - 0,03 \right) = 0,9452 \text{KN.m}$$

**Moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,9452 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,01358 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,993$$

**Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0,9452 \times 10^3}{0,993 \times 7 \times \frac{400}{1,15}} = 0,39 \text{cm}^2$$

**g) Calcul en flexion composée :**

La section réelle des armatures :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,39 - \frac{2,26}{34,8} = 0,325 \text{cm}^2$$

**h) Vérification à l'ELU :****1) Condition de non fragilité :(Art.A.4.2.1/BAEL 91)**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 > A = 0,325 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :**

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

$$A_s = A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit  $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement de 25cm

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ Cm}^2$$

Soit :  $3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 20\text{cm}$ .

**2) Vérification au cisaillement :**

Nous avons une fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{Avec } V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10}{10^2 \times 7} = 0,0214\text{MPa}$$

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

**3) Vérification de l'adhérence des barres :**

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} \quad \text{Avec } \sum u_i : \text{Somme de périmètres utiles de barres.}$$

$$\sum u_i = 4\pi 8 = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,05\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,5} = 0,237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2)

$$L_s = 40 \Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$$

### i) Vérification à l'ELS :

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

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

$$\bar{\sigma}_s = \min [226,67, 201,63] = 201,63 \text{ MPa}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b.d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,290 \Rightarrow \beta_1 = 0,914$$

$$\Rightarrow \alpha = 3(1 - \beta) = 3(1 - 0,914) = 0,258$$

$$\Rightarrow K = \frac{\alpha}{15(1 - \alpha)} = \frac{0,258}{15(1 - 0,258)} = 0,023$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0,6 \times 1000}{0,914 \times 7 \times 2,01} = 46,66 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0,023 \times 46,66 = 1,0732 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1,0732 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{t28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### Dans les aciers :

On doit vérifier que :  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = 46,66 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**j) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 Art A 5.11)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad \text{Avec : } V_u = 1,5Q = 1,5\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \cdot 10^3}{1000 \times 70} = 0,0214 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5} ; 4\text{MPa} \right\} = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,0214\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

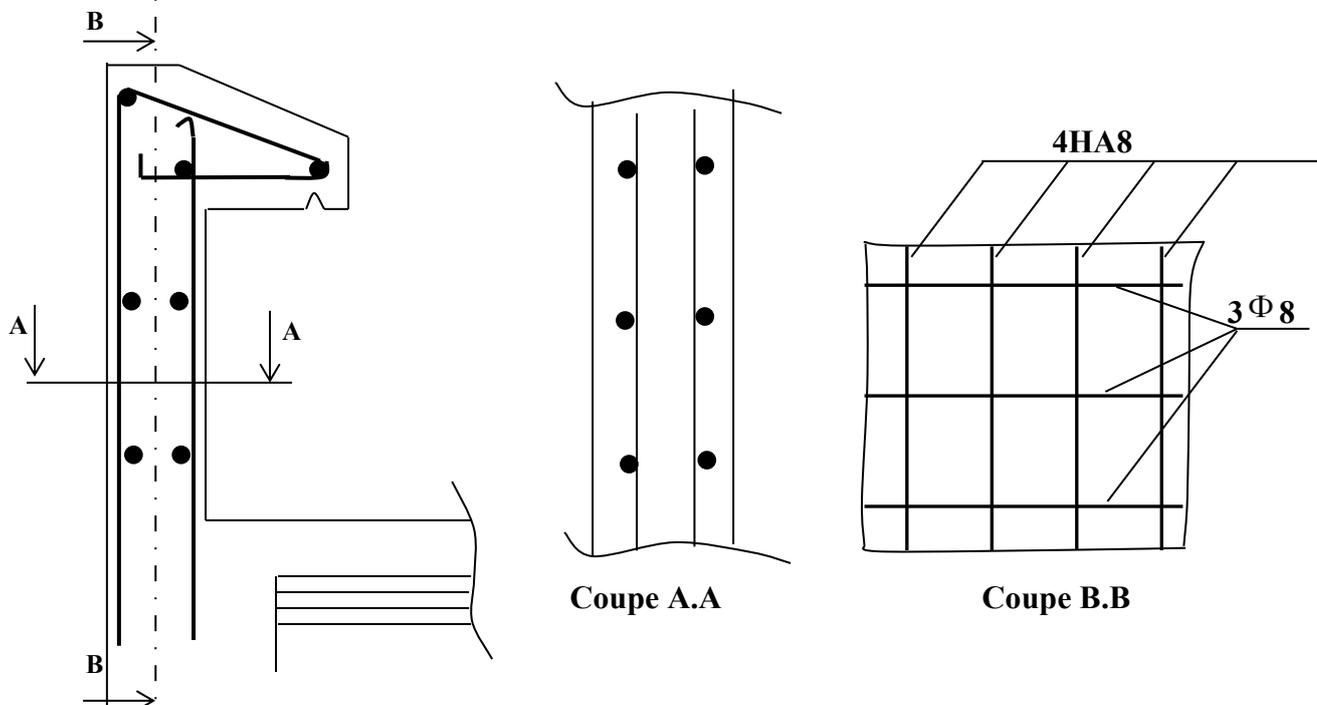
$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

A : Coefficient de zone. (Zone II<sub>a</sub>, groupe d'usage 2) (A = 0,15)

C<sub>p</sub> : Facteur de force horizontale (C<sub>p</sub> = 0,8)

W<sub>p</sub> : Poids de l'acrotère = 1,675KN/ml

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,675 = 0,804 \text{ KN/ml}$$



**Figure. III.1.3 Plan de ferrailage de l'acrotère**

### III.2. Les planchers :

#### III.2.1. Introduction :

La structure comporte des planchers en corps creux (16+4), dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux. Sauf les balcons, le porte à faux et la salle machine, qui sont en dalle pleine.

Les planchers à corps creux sont constitués de :

Nervure appelé poutrelle de section en T, elle assure la fonction de portance.

a: distance entre axe des poutrelles est de 65cm.

Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique

Sa dimension est de 16cm.

Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe520) ayant pour but :

Limité les risques de fissuration par retrait

Résister aux efforts de charge appliquée sur les surfaces réduites

Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est celui de l'étage courant.

#### III.2.2. Détermination des dimensions de la section en T :

$h = 16+4 = 20$  cm (hauteur de la dalle)

$o = 4$  cm (épaisseur de la dalle de compression)

$C = 2$  cm (enrobage)

$d = 18$  cm (hauteur utile)

$b_1$  : largeur de l'hourdis

Avec

**Figure. III.2.1 Section de la poutre en T**

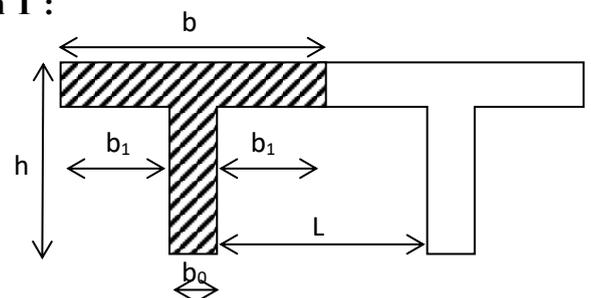
$L$  : distance entre faces voisines de deux nervures.

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

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_c} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

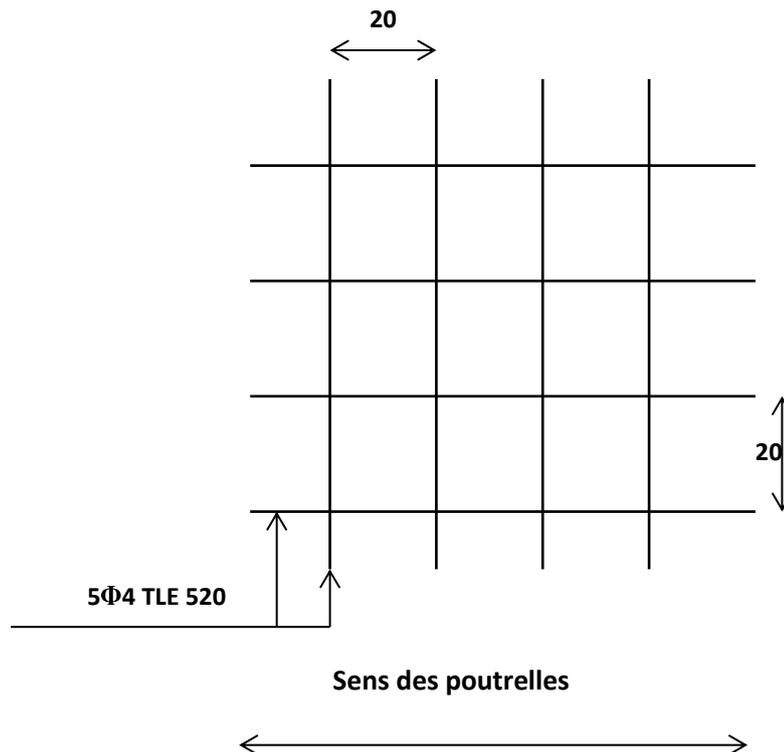
Soit :  $A_{\perp} = 5T4 = 0,63 \text{ cm}^2/\text{mL}$  ; avec :  $e = 20 \text{ cm}$



**b). Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,315 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{//} = 5T4 = 0,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; avec :  $e = 20 \text{ cm}$



**Figure. III.2.2: Ferrailage de la dalle de compression avec un treillis soudé (20×20) cm.**

**III.2.3. Calcul de la poutrelle à l'ELU :**

**III.2.3.1. Avant le coulage :** avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant simplement appuyées à ces deux extrémités, et soumises aux charges suivantes :

- Poids propre de la poutrelle :  $25 \times 0,12 \times 0,04 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du corps creux :  $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- Surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

**a). Combinaison d'actions :**

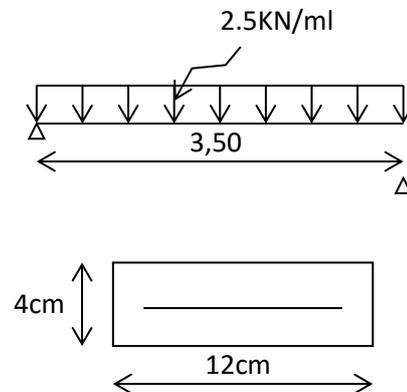
A l'ELU :  $Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (0,12+0,62) + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$

A l'ELS :  $Q_s = G + Q = (0,12+0,62) + 1,5 \times 1 = 2,24 \text{ KN/ml}$

**b). calcul du moment isostatique :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times 3,1^2}{8} = 3 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 3,1}{2} = 3,87 \text{ KN}$$

**c) ferrailage de la poutrelle :**

$$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{b_u}} = \frac{3 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 4,40 > 0,392$$

$$\mu_b > \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section de la poutrelle est très réduite il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

**III.2.3.2. Après coulage de la dalle de compression :**

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre continue en T qui repose sur plusieurs appuis, partiellement encastré à ces deux extrémités elle est soumise aux charges suivantes :

- poids du plancher :  $G = 5,14 \times 0,65 = 3,341 \text{ KN/m}$

Pour notre cas le calcul de plancher est celui de l'étage courant (usage habitation).

- surcharge d'exploitation :  $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

**A). Combinaison d'actions :**

À l'ELU :  $Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 5,97 \text{ KN/ml}$

À l'ELS :  $Q_s = G + Q = 4,316 \text{ KN/ml}$

**B). Choix de la méthode :**

$$1. \begin{cases} Q=5\text{KN/ml} < 2G=6,682\text{KN/ml} \\ Q \leq 5 \text{ KN} \end{cases} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

2. les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité  $\longrightarrow$  Condition vérifiée

3. les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

$$(0,80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25) \text{ on a :}$$

$$\frac{300}{310} = 0,98 ; \frac{310}{300} = 1,03 ; \frac{300}{255} = 1,18 \quad \frac{255}{300} = 0,85 \quad \frac{300}{310} = 0,98 ; \frac{310}{300} = 1,03$$

$\longrightarrow$  Condition vérifiée

4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable.  $\longrightarrow$  Condition vérifiée

**Conclusion :** les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

**III.2.3.3. Principe de la méthode :**

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment  $M_0$ , dans la travée dite de comparaison ; c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.



**Figure. III.2.3: Diagramme des moments (principe de la méthode. Forfaitaire)**

**III.2.3.4. Exposé de la méthode :**

-le rapport ( $\alpha$ ) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$  , varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

En effet pour  $Q=0 \mapsto \alpha =0$  et pour  $Q=2G \mapsto \alpha =2/3$

- $M_0$  : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis

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

Avec  $L$  : longueur de la travée entre nus d'appuis

$q$  : charge uniformément répartie

$M_w$  et  $M_e$  sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement

- $M_t$  : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée

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

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

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

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

La valeur absolue de chaque moment sur un appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0,6M_0$  dans le cas d'une poutre à deux travées
- $0,5M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées
- $0,4M_0$  pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
- $0,3M_0$  pour les appuis de rive semi encastés

Dans notre cas nous avons une poutre sur 08 appuis

**III.2.3.5. Calcul des coefficients :**

$\alpha$  : rapport des charges d'exploitation ( $Q$ ) à la somme des charges permanente ( $G$ ) et des charges d'exploitations ( $Q$ ).

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0,975}{0,975+3,341} = 0,225$$

$$\left( 0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

On aura après calcul :  $\alpha = 0,226$

$$1 + 0.3 \alpha = 1,068$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0,53 \qquad \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0,63$$

**III.2.3.6. Calcul des moments en travée :**

**a) Travée de rive :**

$$M_t \geq \left( \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,63M_0$$

$$M_t + \frac{0.3M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1 + 0.3 \alpha = 1,067M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,667M_0$$

On prend  $M_t = 0,67 M_0$

**b) Travée intermédiaire :**

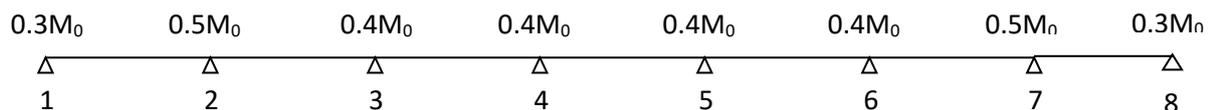
$$M_t + \frac{0.5M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1,067M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,617M_0$$

$$M_t \geq \left( \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,53M_0$$

On prend  $M_t = 0,62M_0$

**III.2.3.7. Calcul des Moments isostatiques :**

À l'ELU :  $Q_u = 5,97\text{KN/ml}$



**Figure. III.2.4: moments sur appuis**

$$M_{012} = M_{078} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 5,97 \times (3)^2 / 8 = 6,72 \text{KN.m}$$

$$M_{023} = M_{067} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 5,97 \times (3,1)^2 / 8 = 7,17 \text{KN.m}$$

$$M_{034} = M_{056} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 5,97 \times (3)^2 / 8 = 6,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{045} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 5,97 \times (2,55)^2 / 8 = 4,85 \text{ KN.m}$$

**III.2.3.8. Calcul de Moments sur appuis :**

$$M_1 = M_8 = 0. \quad 3M_{012} = 2,02 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_7 = 0.5 \max (M_{012}, M_{023}) = 3,59 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_6 = 0.4 \max (M_{023}, M_{034}) = 2,87 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = M_5 = 0.4 \max (M_{034}, M_{045}) = 2,69 \text{ KN.m}$$

**III.2.3.9. Calcul des efforts tranchants :**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2}$$

$$T_e = T_w + q_u L$$

Avec :  $T_w$ ,  $T_e$  respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
$M_w$ (KN.m)	2,02	3,59	2,87	2,69	2,69	2,87	3,59
$M_e$ (KN.m)	3,59	2,87	2,69	2,69	2,87	3,59	2,02
$T_w$ (KN)	-9,48	-9,02	-8,90	-7,61	-9,02	-9,49	-8,43
$T_e$ (KN)	8,43	9,49	9,01	7,61	8,89	9,02	9,48
$M_t$ (KN.m)	4,50	4,45	4,16	3,01	4,16	4,45	4,50

III.2.3.10. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

a) diagramme des moments

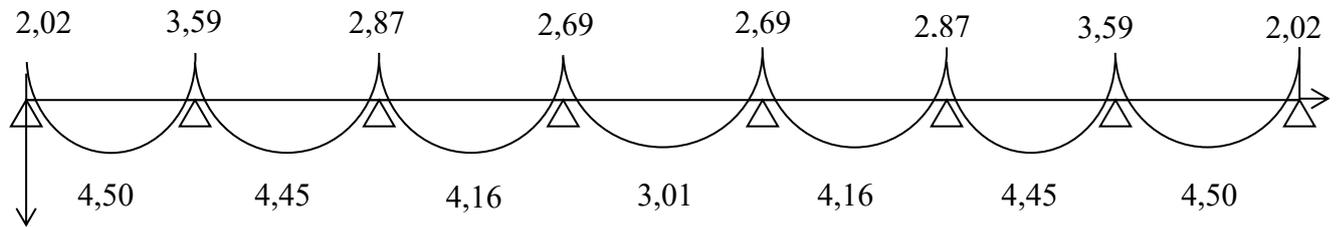


Figure. III.2.5 les diagrammes des moments

b) diagramme des efforts tranchants :

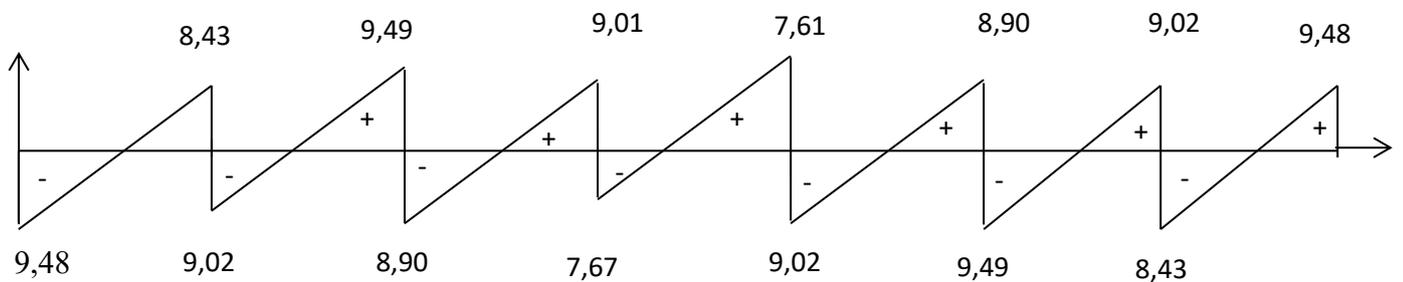


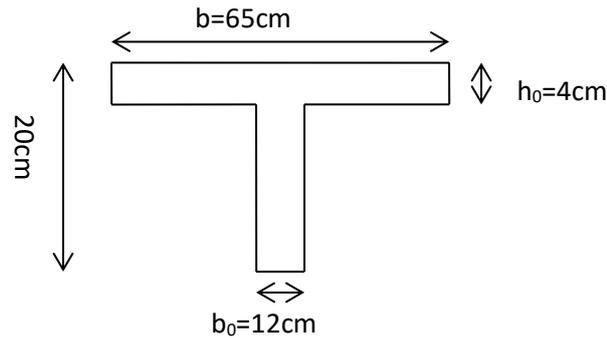
Figure. III.2.6 les efforts tranchants

III.2.3.11. Ferrailage à l'ELU

Les moments maximaux aux appuis et entravés sont :

$$M_t^{\max} = 4,50 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 3,59 \text{ KN.m}$$



**Figure. III.2.7 : Section de la poutre en T**

$$V_u^{\max} = 9,49 + 8,90 = 18,40 \text{ KN}$$

**a) Armature en travée :**

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_t = bh_0 \times \sigma_{bc} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

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

$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_t^{\max} = 4,50 \text{ KN.m} \rightarrow$  l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire ( $b \times h$ )

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{4,50 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,015 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,015 \rightarrow \beta = 0,9925$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{4,50 \times 10^3}{0,9925 \times 18 \times 348} = 0,72 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0,72 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

**b) Armatures aux appuis :**

Puisque le béton tendu est négligé donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire ( $b^0 \times h$ )

$$M_a^{\max} = 3,59 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{3,59 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0,065 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,065 \rightarrow \beta = 0,9665$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d(f_e/\gamma_s)} = \frac{3,59 \times 10^3}{0,9665 \times 18 \times 348} = 0,59 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0,59 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 1\text{HA}10 = 0,78 \text{ cm}^2$$

### c) Calcul des armatures transversales :

$$\varphi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \varphi_{\max}\right) \text{ (Art 7.2.21/BAEL91)}$$

$$\min\left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 10\right) = 5.71 \text{ mm} = 0.571 \text{ cm}$$

$$\varphi \leq 0,571 \text{ cm} \text{ On prend } \varphi = 8 \text{ mm}$$

$$\text{On adopt } 2\text{HA}8 \rightarrow A_t = 1 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de HA8

### Espacement des armatures transversales :

$$St \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(16,2, 40) = 16.2 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } St = 15 \text{ cm}$$

### III.2.3.12. Vérification à l'ELU :

#### a) Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 5 \text{ MPa}) \quad \ll \text{Fissuration peu nuisible} \gg$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{18,40 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,85 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### b) Condition de non fragilité

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

- **En travée :**

$$A_t = 2,35\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,26\text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$A_a = 0,78\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,26\text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**c) Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art. A.6.13/BAEL91)**

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{18,40 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3 \times 3,14 \times 10} = 1,20\text{MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 1,20\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**d) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)**

On doit vérifier que :  $V_u^{\max} \leq 0,4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  ; avec :  $a = 0,9d$

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \times 10^3 \times \frac{25}{1,5} = 129,6\text{KN.}$$

$$V_u^{\max} \leq 129,6\text{KN}$$

Appuis de rive :

$$V_{u\max} = 9,49\text{KN} < 129,6\text{KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Appuis intermédiaires :

$$V_{u\max} = 18,40\text{KN} < 129,6\text{KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

On doit vérifier que :  $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_c} \left( V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d} \right)$

- **Appuis de rive :**

$$A_a = 0,78 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left( 9,49 - \frac{2,02}{0,9 \times 0,18} \right) = \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times (9,49 - 12,47)$$

$$A_a = 0,78 \geq -0,085 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Appuis intermédiaires :

$$A_a = 0,78 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left( 18,40 - \frac{3,59}{0,9 \times 0,18} \right) = -0,11 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0,78 \geq -0,11 \text{ cm}^2 \longrightarrow$$

Condition vérifiée

**f) Calcul des scellements droit : (BAEL91/ Art. A6.1.23)**

$$l_s = \frac{\phi f_c}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec :} \quad \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

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

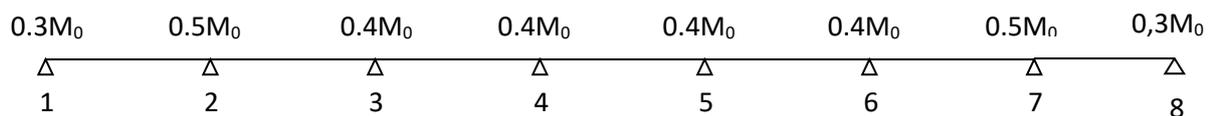
$$\text{D'où} \quad l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} \phi = 35,27 \phi$$

Soit un crochet de :  $0,4l_s = 14,11$ .

**III.2.4. Calcul de la poutrelle à l'ELS :**

**III.2.4.1. Calcul des moments isostatiques :**

$$q_s = 4,316 \text{ KN/ml}$$



**Figure. III.2.8 : moments sur appuis.**

$$M_{012} = M_{078} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 4,316 \times (3)^2 / 8 = 4,86 \text{ KN.m}$$

$$M_{023} = M_{067} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 4,316 \times (3,1)^2 / 8 = 5,18 \text{ KN.m}$$

$$M_{034} = M_{056} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 4,316 \times (3)^2 / 8 = 4,86 \text{ KN.m}$$

$$M_{045} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 4,316 \times (2,55)^2 / 8 = 3,51 \text{ KN.m}$$

**b). Calcul de Moments sur appuis :**

$$M_1 = M_8 = 0,3 M_{012} = 1,46 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_7 = 0,5 \max (M_{012}, M_{023}) = 2,59 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_6 = 0,4 \max (M_{023}, M_{034}) = 2,07 \text{ KN.m}$$

$$M_4=M_5=0.4 \max (M_{034}, M_{045}) = 1,94 \text{ KN.m}$$

**c). calcul des efforts tranchants :**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_s L}{2}$$

$$T_e = T_w + q_s L$$

Avec :  $T_w$ ,  $T_e$  respectivement les efforts tranchants à gauche et a droite de l'appui.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
$M_w(\text{KN.m})$	1,46	2,59	2,07	1,94	1,94	2,07	2,59
$M_e(\text{KN.m})$	2,59	2,07	1,94	1,94	2,07	2,59	1,46
$T_w(\text{KN})$	-6,85	-6,52	-6,43	-6,47	-6,52	-6,86	-6,10
$T_e(\text{KN})$	6,10	6,43	6,52	4,54	6,43	6,52	6,85
$M_t(\text{KN.m})$	3,25	3,21	3,01	2,17	3,01	3,21	3,25

**d). Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :**

**1) diagramme des moments**

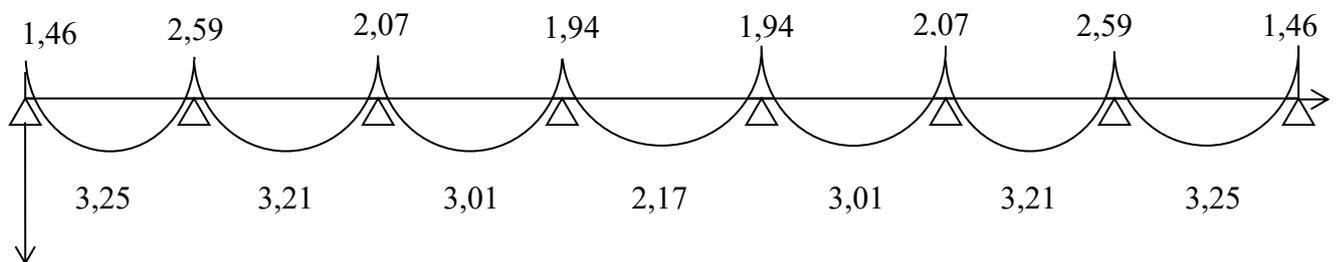


Figure. III.2.9 les diagrammes des moments

**2) diagramme des efforts tranchants :**

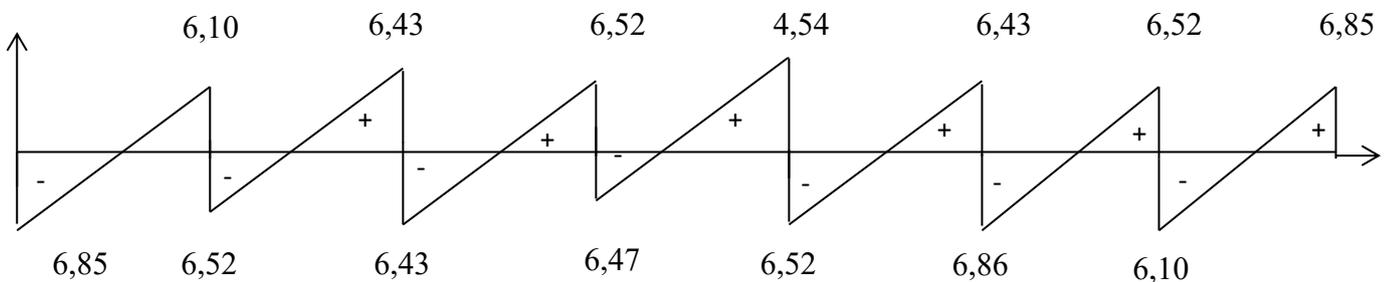


Figure. III.2.10 les efforts tranchants

**III.2.5. Vérifications à L'ELS :****III.2.5.1. Etat limite de la compression du béton :**

- **En travée :**  $M_t^{\max} = 3,25 \text{KN.m}$

**a) Contrainte dans les aciers :**

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 2,35}{18 \times 12} = 1,08$$

$$\rho_1 = 1,08 \rightarrow \beta_1 = 0,8565 \rightarrow K_1 = 19,84$$

**b) Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec: } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{3,25 \times 10^3}{0,8565 \times 18 \times 2,35} = 89,7 \text{MPa} < \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{89,7}{19,84} = 4,52 < 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,52 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

} → Condition vérifié

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

- **Aux appuis :**  $M_a^{\max} = 2,59 \text{KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0d} = \frac{100 \times 0,78}{18 \times 12} = 0,361$$

$$\rho_1 = 0,361 \rightarrow \beta_1 = 0,906 \rightarrow K_1 = 38,19$$

**a) Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{2,59 \times 10^3}{0,906 \times 18 \times 0,78} = 203,61 \text{MPa} < 348 \text{MPa}$$

**b) Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec: } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{avec: } \sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_a}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{St}}{K_1} = \frac{203,61}{38,19} = 5,33 < 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

} → Condition vérifiée

Donc la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

**Conclusion :** La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

**III.2.5.2. Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire

**III.2.5.3. Etat limite de déformation : (BAEL91. AB68.4.24)**

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_c}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

M<sub>t</sub> : moment maximum de flexion.

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

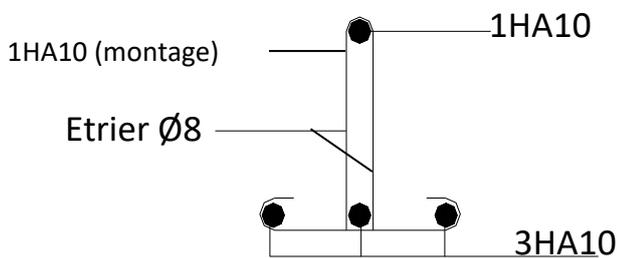
$$1- \frac{h}{L} = \frac{20}{310} = 0.064 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$2- \frac{h}{L} = 0,064 > \frac{4,10}{15 \times 6,61} = 0,041 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

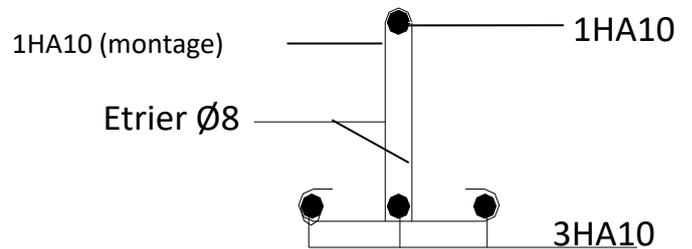
$$3- \frac{A_{sa}}{b_0 d} = \frac{0,78}{18 \times 12} = 0,0036 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

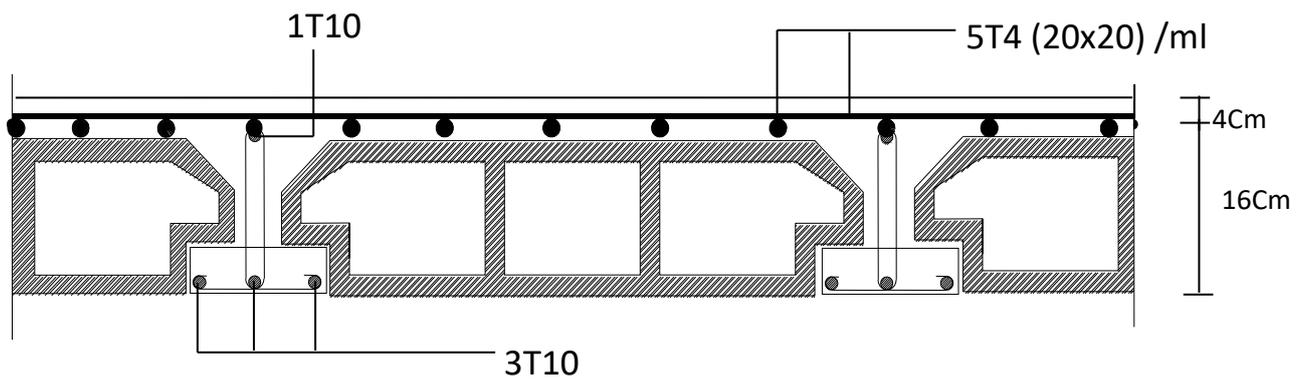
Les trois conditions sont vérifiées, donc ce n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la Flèche.



**Ferrailage en coupe A-A**



**Ferrailage en coupe B-B**



**Figure. III.2.11: Plan de ferrailage du plancher (coupe A-A et B-B)**

### III.3. Les balcons

Le balcon est constitué d'une dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde-corps de hauteur  $h=1$  [m] en brique creuse de 10 [cm] d'épaisseur

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par

$$e > \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ [cm]}$$

Soit  $e = 15$  [cm]

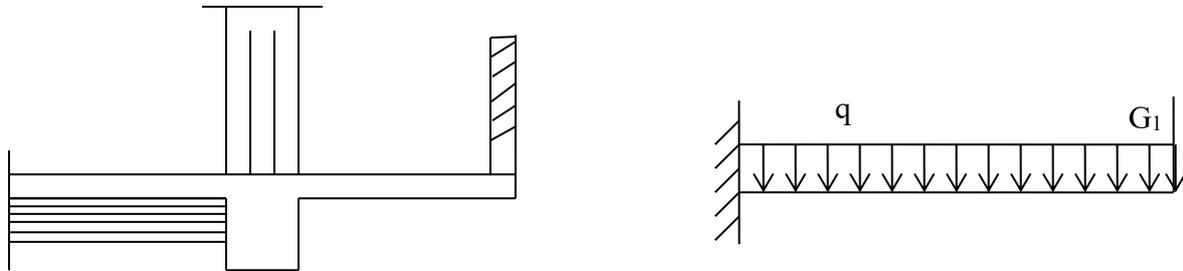


Figure.III.1. Schéma statique du balcon.

#### III.3.1 Charge et surcharge du balcon :

Les charges permanentes :

- Poids de la dalle pleine :  $25 \times 0,15 \times 1 = 3,75 \text{ KN/ml}$ .
- Poids des revêtements :

Nom	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	G(KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	22	0,02	0,44
Couche de sable	18	0,02	0,36
Enduit de ciment	18	0,02	0,36
Total			1,60

$$G_{\text{total}} = 1,60 + 3,75 = 5,35 \text{ KN/ml.}$$

**III.3.2. Détermination des charges et surcharges :**

Nous considérons une bande de 1m de balcon.

**a- Charges permanentes:**

$$G=5.35 \text{ [KN/ml]}$$

**b- charge concentrée :**

Poids propre du garde-corps.....G=1.46 [KN].

Charge due à la main courante .....Q=1[KN]

**c- surcharge d'exploitation:.....Q=3,5 [KN/ml].****III.3.3. Calcul à l'état limite ultime**

Le balcon travaille en flexion simple.

**III.3.3.1. Combinaison de charges :**

Dalle :  $q_u=1,35G+1,5Q=1,35 \times 5.35+1,5 \times 3,5=12.472$  [KN/ml].

Garde-corps :  $g_{u1}=1,35G_1=1,35 \times 1.46=1,971$  [KN/ml].

Due à la main courante  $g_{u2}=1.5 \times 1=1.5$  [KN].

**Calcul du moment sollicitant :**

$$M_u = \frac{q_{u1}l^2}{2} + q_{u2} \cdot l + q_{u3} \cdot 1$$

$$M_u = 12.472 \times \frac{1.20^2}{2} + 1.971 \times 1.20 + 1.5 \times 1$$

$$M_u = 12,845 \text{ [KNm]}.$$

**III.3.3.2. Ferrailage :****\*Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{12.845 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,20} = 0,0628 < \mu_1 = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

Donc :  $A'=0$

$$\mu=0,063 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,9675$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12.854 \times 10^3}{0,9675 \times 12 \times 348} = 3,18 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit 4HA12 = 4,52[cm<sup>2</sup>] avec un espacement  $S_t=15$ [cm].

**\*Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit 4HA10 = 3.14[cm<sup>2</sup>] avec  $S_t=25$ [cm]

### III.3.3.3. Vérification à l'ELU

#### a)-Vérification de la condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(100) \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,45 [cm^2]$$

$$A = 6,78 [cm^2] > A_{\min} = 1,45 [cm^2] \implies \text{condition vérifiée.}$$

#### b)- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$V_u = q_{u1} \times l + g_{u2} = 12,472 \times 1,20 + 1,971 = 16,937 [KN].$$

$$\tau_u = \frac{16,937 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,141 [MPa]$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,1 \cdot f_{c28}, 4 [MPa]\} = 2,5$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \implies \text{condition vérifiée.}$$

#### c)-Vérification de l'adhérence des barres :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 [mm].$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{16,937 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 150,72} = 1,04 [MPa]$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 [MPa]$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \implies \text{condition vérifiée.}$$

#### d)- Longueur de scellement :

La longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835$$

$$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = [420mm] \implies \text{soit: } L_s = 42 [cm]$$

==> Soit des crochets de longueur  $L_a=0,4 \times L_s=0,4 \times 42=17[\text{cm}]$ .  
(ArtA.6.1, 253 BAEL 91) Soit  $L_a=17[\text{cm}]$ .

### c)- Ecartement des barres :

#### Armatures principales :

$$e \leq \min(2h, 25\text{cm}) = (30,25\text{cm}) = 25[\text{cm}] \implies \text{condition vérifiée .}$$

#### Armatures de répartition :

$$e \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 25[\text{cm}] \implies \text{condition vérifiée}$$

### III.3.4. Calcul à l'ELS :

#### III.3.4.1. Combinaison de charge :

Dalle :  $q_{s1}=G+Q=5.35+3,5=8.85[\text{KNm}]$

Garde-corps :  $g_{s2}=0,9[\text{KNm}]$

$q_{s3}=q \implies q_{s3}=1[\text{KN}]$

#### III.3.4.2. Calcul des moments :

$$M_s = \frac{q_{s1}l^2}{2} + G_{s2}(l - 5\text{cm}) + q_{s3} \times 1 = 8.85 \times \frac{1,2^2}{2} + 1.46 \times 1,15 + 1 \times 1$$

$$M_s = 9,051 [\text{KNm}].$$

#### III.3.4.3. Vérification à l'ELS :

##### a)- Dans le béton :

Il faut vérifier que :

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

$$b \cdot \frac{y_1^2}{d} - n A_s (d - y_1) = 0 \Rightarrow 50 y_1^2 - 101.7(12 - y_1) = 0$$

$$\Rightarrow 50 y_1^2 + 101.7 y_1 - 1220.4 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 504.4 \rightarrow y_1 = 4.03 \text{cm}$$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 A_s (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 4.03^3}{3} + 101.7(12 - 4.03)^2 = 8641.77 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = \frac{9,051 \times 10^6}{8641.77 \times 10^4} \times 40.3 = 5.76 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### III.3.4.4. Etat limite d'ouverture des fissures :

Fissuration préjudiciable  $\Rightarrow \sigma_{st} \leq \sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta} f_{cj}) \right\}$

$\eta=1.6 \rightarrow \Phi$  des armatures  $> 6[\text{mm}]$ .

$\max (0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta} f_{cj}) = \max \{ 0.5 \times 400, 110 \sqrt{1.6} \times 2.1 \} = \max (200, 201.63) = 201.63 [\text{MPa}]$

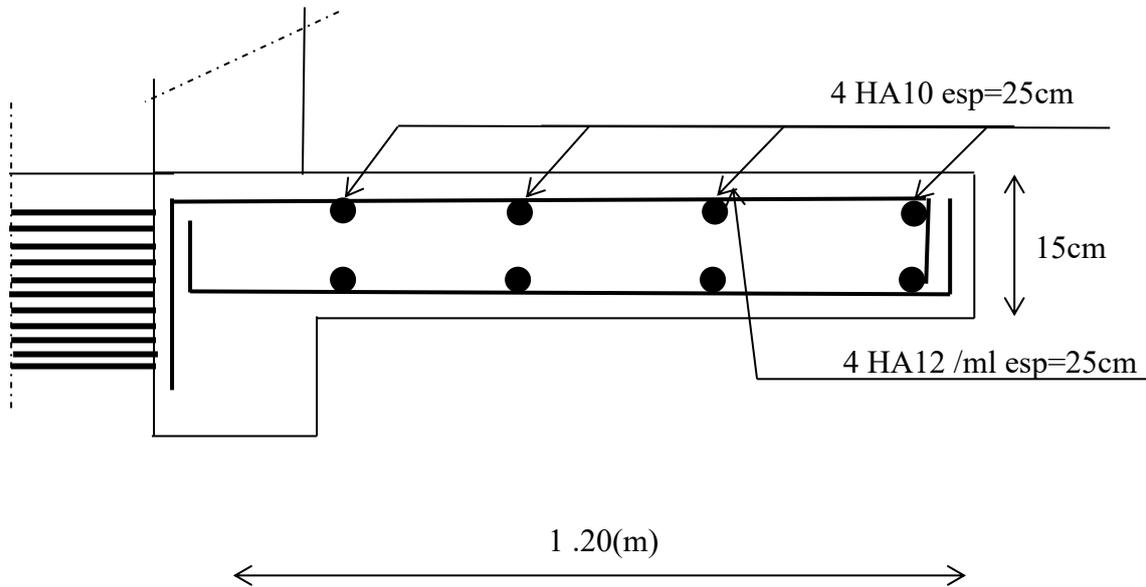
$\sigma_s = \min \{ 266.67, 201.63 \}$

$\sigma_s = 201.63 [\text{MPa}]$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s}{I} (d - y_1) =$$

$$15 \times \frac{9,051 \times 10^6}{8641.77 \times 10^4} \times (120 - 40.3) = 170.81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 170.81 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201.365 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition. vérifiée}$$



**Figure.III.2. Plan de ferrailage du balcon**

### III.4. Etude de la salle machine :

#### III.4.1. Introduction :

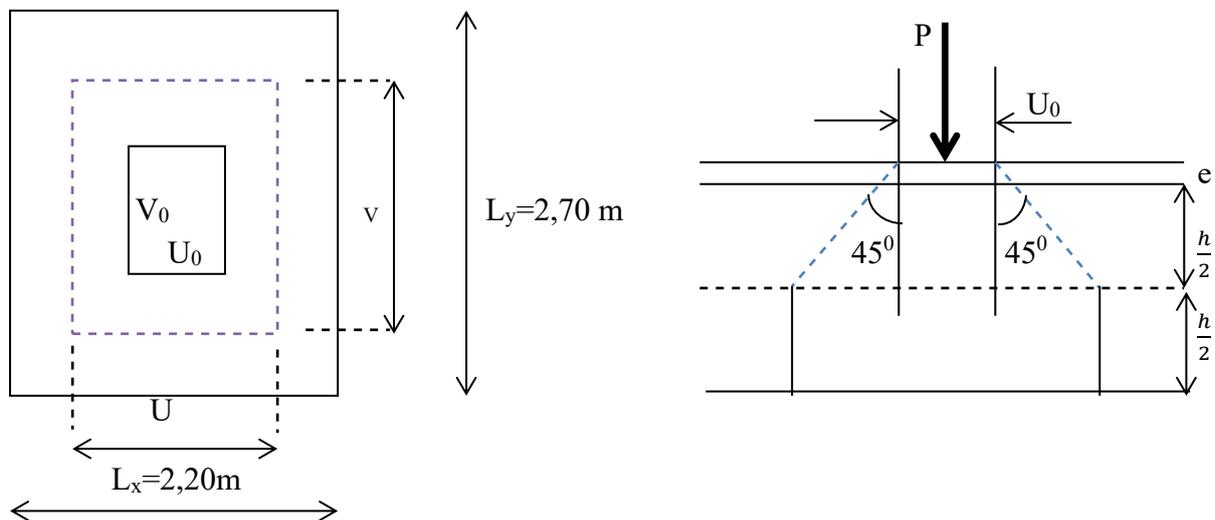
Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (09 niveaux), un ascenseur a été prévu. La surface de sa cabine est ( $2,20 \times 2,70 = 5,94 \text{ m}^2$ ) ; la charge totale que le système de levage transmet est de 8 tonnes. ( $P = 80 \text{ KN}$ )

#### III.4.2. Calcul de la dalle pleine :

##### a) épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :  $h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{220}{30} = 7,33 \text{ cm}$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur  $h_t \geq 12 \text{ cm}$  ; on adopte une hauteur  $h_t = 15 \text{ cm}$ .



**Figure. III.4.1: schéma statique de la salle machine.**

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ( $U \times V$ ), (surface d'impact) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens au milieu du panneau. Vu que la charge localisée se repartie sur presque la totalité du panneau on considère une charge uniformément répartie.

$$\text{On a : } \begin{cases} U = U_0 + 2e + h_t & \text{avec : } h_t = 15 \text{ cm ; } e : \text{ revêtement de la dalle ( } e = 5 \text{ cm)} \\ V = V_0 + 2e + h_t & U_0 = 110 \text{ cm ; } V_0 = 120 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{D'où : } U = 110 + 10 + 15 = 135 \text{ cm}$$

$$V = 120 + 10 + 15 = 145 \text{ cm}$$

Les cotés  $U_0$  et  $V_0$  sont supposés parallèles respectivement à  $L_x$  et  $L_y$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,20}{2,70} = 0,81 \quad 0,4 \leq \rho \leq 1 \quad \longrightarrow \text{ la dalle travaille dans les deux sens.}$$

**b) Calcul des moments au centre du panneau :**

Ils sont donnés par la formule :

$$M_x = q_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = q_u (\nu M_1 + M_2)$$

$\nu$  : coefficient de poisson ;

**A l'ELU,  $\nu = 0$**

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,35}{2,20} = 0,6 \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1,45}{2,70} = 0,5$$

Du tableau on a : ( $M_1 = 0,095$  ;  $M_2 = 0,067$ )

$$M_{x1} = 1,35P \times M_1 = 1,35 \times 80 \times 0,095 = 10,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 1,35P \times M_2 = 1,35 \times 80 \times 0,067 = 7,24 \text{ KN.m}$$

**c) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

Ils sont donnés par les formules :

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

On a :  $\rho = 0,81$  ;  $0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

Après interpolation on a : ( $\mu_x = 0,0553$  ;  $\mu_y = 0,613$ )

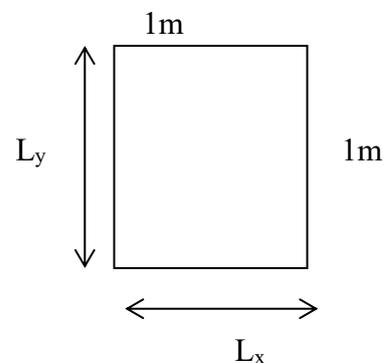
Poids propre de la dalle  $G = 0,15 \times 1 \times 25 = 3,75 \text{ KN/ml}$

La surcharge d'exploitation  $Q$  est prise égale à  $1 \text{ KN/ml}$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,5625 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0553 \times 6,5625 \times 2,20^2 = 1,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,613 \times 1,76 = 1,08 \text{ KN.m}$$



**d) Superposition des moments:**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10,26 + 1,76 = 12,02 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,24 + 1,08 = 8,32 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de 15% en travée et 70% aux appuis.

**e) Ferrailage de la dalle :****1) Dans le sens de la grande portée : x-x**• **En travée :**

$$M_u = 0,85 \times 12,02 = 10,22 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{10,22 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,050 < 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\text{d'où} \quad \beta = 0,974$$

$$A_{st} = \frac{10,22 \times 10^3}{0,974 \times 12 \times 348} = 2,51 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4\text{HA}10 \quad (A_s = 3,14 \text{ cm}^2) \quad \text{avec un espacement}$$

$$S_t = 25 \text{ cm.}$$

• **Aux appuis :**

$$M_{u,x} = -0,3 \times 12,02 = -3,61 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{3,61 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,20} = 0,018 < 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\text{d'où} \quad \beta = 0,991$$

$$A_{st} = \frac{3,61 \times 10^3}{0,991 \times 12 \times 348} = 0,872 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4\text{HA}8 \quad (A_s = 2,01 \text{ cm}^2) \quad \text{avec un espacement}$$

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

**2) Dans le sens de la petite portée : y-y**

- **En travée :**

$$M_{u,y} = 0,85 \times 8,32 = 7,07 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{7,07 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,034 < 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\text{d'où} \quad \beta = 0,983$$

$$A_{st} = \frac{7,07 \times 10^3}{0,983 \times 12 \times 348} = 1,72 \text{cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4\text{HA8} (A_s = 2,01 \text{cm}^2) \text{ avec un espacement}$$

$$S_t = 25 \text{cm}$$

- **Aux appuis :**

$$M_{u,y} = -0,3 \times 8,32 = -2,496 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{2,496 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,012 < 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\text{d'où} \quad \beta = 0,99$$

$$A_{st} = \frac{2,496 \times 10^3}{0,994 \times 12 \times 348} = 0,601 \text{cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4\text{HA8} (A_s = 2,01 \text{cm}^2) \text{ avec un espacement}$$

$$S_t = 25 \text{cm}$$

**III.4.3. Vérification à L'ELU :****a) Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 100 \times 12 \times \left( \frac{2,1}{400} \right) = 1,449 \text{cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

**b) Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91) :**

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

$$S_t = 25 \text{cm} \leq (2h = 30 \text{cm} ; 25 \text{cm}) \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

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

$$S_t = 25\text{cm} \leq (3h = 45\text{cm} ; 33\text{cm}) \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### c) Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42) :

$$q_u \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$q_u$  : charge de calcul à L'ELU

$h_t$  : épaisseur totale de la dalle

$U_c$  : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(1,35+1,45) = 5,6\text{m}$$

$$q_u = 6,5625 \leq 0,045 \times 5,6 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 630\text{KN/ml} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### d) Vérification des contraintes tangentielles :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : on a  $U < V$ , alors :

- Sens x-x :  $T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = \frac{80}{2 \times 1,45 + 1,35} = 18,823\text{KN}$

- Sens y-y :  $T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{80}{3 \times 1,45} = 18,390\text{KN}$

Ainsi on aura :  $\tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{18,823 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,156\text{MPa}$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 5\text{MPa}\right) = \min(3,33 ; 5) = 3,33\text{MP}$$

$$\tau < \bar{\tau} \longrightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

### III.4.4. Vérification à l'ELS :

#### a) Moments engendrés par le système de levage :

**A L'ELS :  $v = 0,2$**

Du tableau on a : ( $M_1 = 0,095$  ;  $M_2 = 0,067$ )

$$M_{x1} = 80(0,095 + 0,2 \times 0,067) = 8,672\text{KN.m}$$

$$M_{y1} = 80(0,2 \times 0,095 + 0,067) = 6,88\text{KN.m}$$

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

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

Ils sont donnés par les formules :

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

Après interpolation on a :  $(\mu_x = 0,0621 \quad ; \quad \mu_y = 0,723)$

$$q_s = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0621 \times 4,75 \times 2,2^2 = 1,43 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,723 \times 1,43 = 1,034 \text{ KN.m}$$

**c) Superposition des moments:**

$$M_x = 8,672 + 1,43 = 10,1 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 6,88 + 1,034 = 7,914 \text{ KN.m}$$

**d) Ferrailage de la dalle :****1) Dans le sens de la grande portée : x-x**• **En travée :**

$$M_s = 0,85 \times 10,1 = 8,59 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{8,59 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 400} = 0,0002 \quad \longrightarrow \quad \beta_s = 0,999$$

$$A_s = \frac{8,59 \times 10^3}{0,999 \times 12 \times 400} = 1,791 \text{ cm}^2$$

• **Aux appuis :**

$$M_s = -0,3 \times 10,1 = -3,03 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{3,03 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 400} = 0,0005 \quad \longrightarrow \quad \beta_s = 0,9975$$

$$A_s = \frac{3,03 \times 10^3}{0,9975 \times 12 \times 400} = 0,633 \text{ cm}^2$$

## 2) Dans le sens de la petite portée : y-y

- En travée :

$$M_s = 0,85 \times 7,914 = 6,73 \text{KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{6,73 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 400} = 0,0001 \longrightarrow \beta_s = 0,9995$$

$$A_s = \frac{6,73 \times 10^3}{0,9995 \times 12 \times 400} = 1,40 \text{cm}^2$$

- Aux appuis :

$$M_s = -0,3 \times 7,914 = -2,374 \text{KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{2,374 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 400} = 0,0004 \longrightarrow \beta_s = 0,998$$

$$A_s = \frac{2,374 \times 10^3}{0,998 \times 12 \times 400} = 0,496 \text{cm}^2$$

**Conclusion :** les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

## III.4.5. Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

## a) Sens x-x :

- En travée :

$$M_s = 8,59 \text{KN.m} ; A_s = 2,01 \text{cm}^2$$

$$\rho_l = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12} = 0,1675 \rightarrow k_1 = 59,91$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{8,59 \times 10^6}{0,999 \times 120 \times 2,01 \times 100} = 356,5 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times k = 356,5 \times 0,0166 = 5,92 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} < 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$M_s = -3,03 \text{KN.m} ; A_s = 2,01 \text{cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3,03 \times 10^6}{0,9975 \times 120 \times 2,01 \times 100} = 125,94 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times k = 125,94 \times 0,0166 = 2,09 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**b) Sens y-y :**

- **En travée :**

$$M_s = 6,73 \text{KN.m} ; A_s = 2,01 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12} = 0,1675 \rightarrow k_1 = 59,91$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6,73 \times 10^6}{0,9995 \times 120 \times 2,01 \times 100} = 279,16 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times k = 279,16 \times 0,0166 = 4,63 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$M_s = -2,374 \text{KN.m} ; A_s = 2,01 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = 0,1675 \rightarrow k_1 = 59,91$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{2,374 \times 10^6}{0,998 \times 120 \times 2,01 \times 100} = 98,62 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times k = 98,62 \times 0,0166 = 1,64 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**III.4.6. Diamètre maximal des barres :**

$$\Phi_{\max} = \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{mm} ; \text{ nous avons ferrailé avec des HA8} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Etat limite de fissuration :**

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire

III.4.7. Plan de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine :

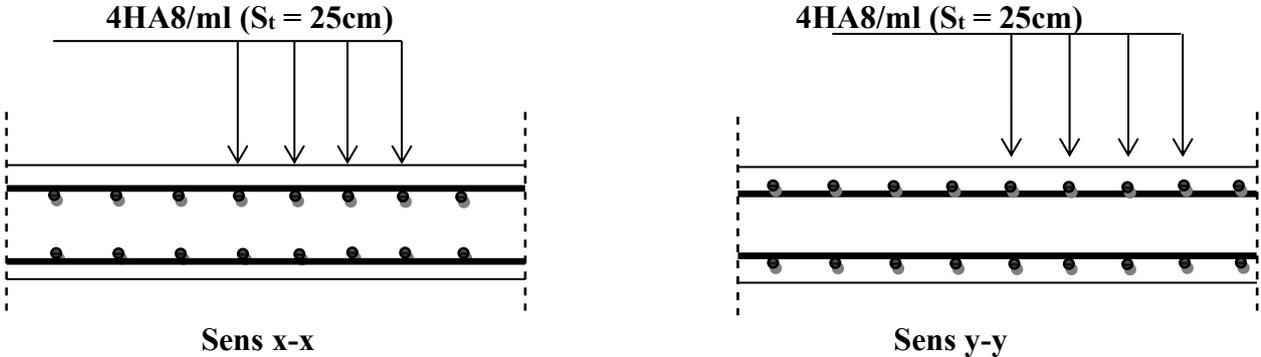


Figure. III.4.2: Ferrailage de la dalle pleine de la salle machines

### III.5. Escalier :

#### III.5.1. Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et palier) permet de passer d'un niveau à un autre.

#### III.5.2. Caractéristiques dimensionnelles :

**La marche :** est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.

**Le contre marche :** est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets. Hauteur de contre marche (h) : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varient de 13 à 17 cm.

**Le giron (g) :** est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.

**La montée :** correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.

**Une volée :** est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.

**Un palier :** est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.

**L'emmarchement (E) :** représente la largeur de la marche.

**La ligne de foulée :** représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si  $E \geq 1$  m.

**La paillasse :** est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

#### III.5.3. Terminologie :

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure suivante :

Les escaliers du bâtiment sont en béton armé coulé sur place, constitués de paliers et de paillasses. Dans le calcul, ils sont assimilés à des poutres isostatiques.

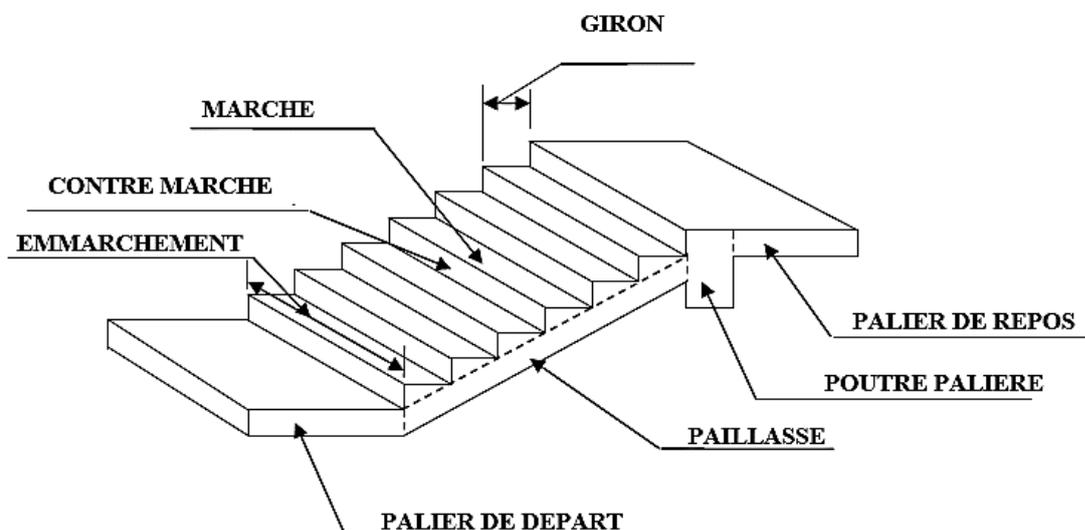


Figure. III.5.1. Les Escalier

- $g$  : Largeur de la marche.
- $h$  : Hauteur de la contre marche.
- $e$  : épaisseur de la paillasse et de palier.
- $H$  : hauteur de la volée.
- $l$  : portée de la paillasse.
- $l^2$  : largeur du palier
- $l^1$  : longueur de la paillasse projetée.
- $L$  : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier

### III.5.4. Pré dimensionnement :

Notre structure comprend un escalier à deux paillasses adjacentes avec un palier intermédiaire.

#### 1). Calcul du nombre de contre-marches ( $n$ ) et du nombre de marches ( $n-1$ ):

$$n \cdot h = H$$

$$(n-1)G = L \quad \Rightarrow \quad 64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0 \quad \text{avec: } L=240\text{cm}, H=153\text{cm.}$$

$$2h + G = 64\text{cm.}$$

Après résolution de l'équation du deuxième degré, nous trouverons :  $n=9 \Rightarrow (n-1)=8$ .

#### 2). Calcul de la hauteur du contre marche et du giron :

$$h = H / n = 153/9 = 17 \text{ cm.}$$

$$G = L / (n-1) = 240/8 = 30 \text{ cm.}$$

#### 3). Vérification de la relation de BLONDEL :

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

$$59 \text{ cm} \leq G + 2h = 64 \leq 66 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

#### 4). Pré dimensionnement de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse est donnée par:  $\frac{L_0}{30} \leq ep \leq \frac{L_0}{20}$

$L_0$ : longueur de paillasse.

$$\text{tg}\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.56 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

$$L_0 = (L+G) / \cos\alpha = (240+30)/0,87 = 310,337\text{cm} \quad \Rightarrow \quad 10,344 \text{ cm} \leq ep \leq 15,516 \text{ cm.}$$

*Nous adopterons  $ep = 15\text{cm}$ .*

**III.5.5. Détermination des sollicitations de calcul :**

Le calcul se fera pour une bande de **1m** d’emmarchement.

**\*Charges et surcharges :**

**. Volée :**

- Poids de marches..... $22 \times 0,17/2 = 1,83 \text{ KN/m}^2$
  - Poids de volée..... $25 \times 0,15/ \cos\alpha = 4,31 \text{ KN/m}^2$
  - Poids de revêtements..... $1,6 \text{ KN/m}^2$
  - Poids du garde-corps..... $0,2 \text{ KN/m}^2$
- G = 7,94 KN/m<sup>2</sup>**  
**Q = 2,5 KN/m<sup>2</sup>**

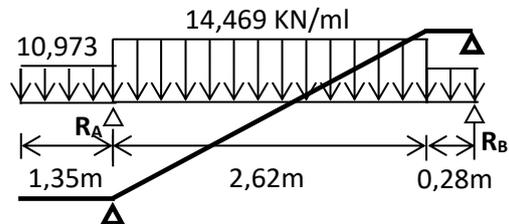
**. Pallier :**

- Poids de dalle..... $25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2$
- Poids de revêtements..... $1,6 \text{ KN/m}^2$

**G = 5,35 KN/m<sup>2</sup>**  
**Q = 2,5 KN/m<sup>2</sup>**

**\*Combinaison de charges :**

- .E L U:**  $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m}$ .
- volée :  $q_u = 14,469 \text{ KN/ml}$ .
  - pallier :  $q_u = 10,973 \text{ KN/ml}$ .



- .E L S:**  $q_s = (G + Q) \times 1\text{m}$ .
- volée :  $q_s = 10,44 \text{ KN/ml}$ .
  - pallier :  $q_s = 7,85 \text{ KN/ml}$ .

**\*Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant à l’ELU :**

Pour déterminer les efforts tranchants et les moments fléchissant on calcul d’abord les réactions d’appuis avec les formules de la R.D.M.

$R_A = 26,744 \text{ KN}$ .  
 $R_B = 29,051 \text{ KN}$ .  
 $M(x) = -7,234 x^2 + 31,464 x - 4,338$ .  
 $M(x)$  est maximal pour  $T(x) = 0$ .  
 $T(x) = -M'(x) = 14,468 x - 31,464$ .

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 2,175\text{m.}$$

$$\mathbf{M_{max} = M(2,175) = 29,875 \text{ KN.m.}}$$

### Correction de moments :

(Pour tenir en compte des semi-encastres on prend :

-en travée :  $M_t = 0,75 M_{max} = 22,406 \text{ KN.m.}$

-sur appuis :  $M_a = 0,5 M_{max} = 14,937 \text{ KN.m.}$  (Niveau des appuis).

### III.5.6. Ferrailage en flexion simple :

\* En travée :

$$M_t = 22.406 \text{ KN.m}$$

Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{22.406}{1 \times 0,13^2 \times 14,2 \times 1000} = 0,093 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,093 \Rightarrow \beta = 0,9515.$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{22.406}{0,9515 \times 0,13 \times 348 \times 1000} = 5,21 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A = 5,21 \text{ cm}^2$$

*Nous adopterons 5HA12 = 5,65 cm<sup>2</sup> avec (e = 20 cm).*

Armatures de répartition :

$$A_r = A_t/4 = 5,65/4 = 1,41 \text{ cm}^2$$

*Nous adopterons 4 Φ8 = 2,01 cm<sup>2</sup> avec (e = 25 cm).*

\* Sur appuis :

$$M_t = 14.937 \text{ KN.m}$$

Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{14.937}{1 \times 0,13^2 \times 14,2 \times 1000} = 0,062 < \mu_r = 0,392$$

$\Rightarrow$  S.S.A

$$\mu_b = 0,062 \Rightarrow \beta = 0,968.$$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{14.937}{0,968 \times 0,13 \times 348 \times 1000} = 3,41 \text{ cm}^2$$

*Nous adopterons 5HA10 = 3,93 cm<sup>2</sup> (e = 20 cm).*

**Armatures de répartition :**

$$A_r = A_t/4 = 3,93/4 = 0,98 \text{ cm}^2$$

*Nous adopterons 4 Φ8 = 2,01 cm<sup>2</sup> (e = 25cm).*

### III.5.7. Vérifications à l'ELU:

**1-Condition de non fragilité : [BEAL 91, Art. A.4.2.1]**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

**-En travée :**  $A_t = 5,65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow$  **condition vérifiée.**

**-Sur appuis :**  $A_a = 3,93 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow$  **condition vérifiée.**

**2- Espacements de barres :**

**-Armatures principales :**  $st_{\max} \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm}.$   
 $e = 20\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow$  **espacement vérifié.**

**-Armatures de répartition :**  $st_{\max} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm}.$   
 $e = 25\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow$  **espacement vérifié.**

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

Il faut vérifier que

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}.$$

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{\max}}{0,9d \sum U_i} \quad \text{Avec } \sum U_i : \text{ Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi$$

$$\text{Avec } \sum U_i = (5\text{HA}10) = 5 \times 1 \times 3,14 = 15,7 \text{ cm.}$$

$$V_u(\text{max}) = R_B = 29,051 \text{ KN.}$$

$$\tau_{se} = 29,051 / (0,9 \times 0,13 \times 0,157 \times 1000) = 1,58 \text{ Mpa}$$

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

#### 4- Vérification d'efforts tranchants : (BAEL, Art A.5.1.2)

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

$$\tau_u = \frac{T_{u\text{max}}}{bd} = \frac{29,051 \times 1000}{1000 \times 130} = 0,223 \text{ MPa}$$

$$\text{avec } T_{u\text{max}} = R_B = 29,051 \text{ KN.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

#### 5- Ancrage de barres :

$$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa.}$$

- longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_s}$$

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

Vu que  $L_s$  dépasse l'épaisseur du voile dans lequel il sera ancré, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à  $0,4 L_s$

- longueur d'ancrage mesurée hors crochets :

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,4 = 17 \text{ cm.}$$

### III.5.8. Vérifications à l'ELS :

#### 1- Etat limite d'ouverture de fissures :

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

#### 2- Etat limite de résistance à la compression de béton :

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Zone	Ms(max) [KN.m]	As [cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_s$ [Mpa]	$\sigma_{bc}$ [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]
Travée	16,768	5,65	172,06	5,85	15
Appuis	11,179	3,93	108,9	4,68	15

Des deux vérifications ci-dessus, nous constatons que les contraintes dans le béton sont vérifiées.

#### 3-Vérification de flèche :

$$f = \frac{5.q .L^4}{384.E_v.I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$E_v$  : Module de la déformation diffère.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10819 \text{MPa}$$

$$\bar{F} = 4250/500 = 8,5 \text{mm.}$$

$$b Y_1^2 + 30 (A_{st} + A_{sc}) Y_1 - 30 (A_{sc} \times c' + A_{st} \cdot d) = 0$$

$$Y_1 = 5,181 \text{cm.}$$

$$I = (b Y_1^3 / 3) + 15 A_{sc} (Y_1 - c')^2 + 15 A_{st} (d - Y_1)^2$$

$$I = 8621 \text{cm}^4$$

$$f = \frac{9.145 \times 4250^4}{384 \times 10819 \times 10^3 \times 8621 \times 10^4} = 8.33 \text{ mm} < \bar{F} = 8,5 \text{mm}$$

$\Rightarrow$  La flèche est vérifiée.

### III.6. Poutre palière pour les étages et RDC :

#### III.6.1. Introduction :

La poutre palière est un élément porteur horizontal et linéaire supportant la paillasse d'un escalier.

Elle est considérée partiellement encastree à ses deux extrémités.

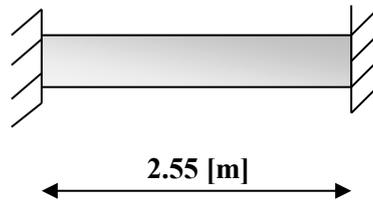


Figure. III.6.1 poutre palière

#### III.6.2. Pré dimensionnement :

$$\Rightarrow \frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{1}{10}$$

Avec :  $l$  : portée libre de la poutre palière.

$$\frac{2.55}{15} \leq h_t \leq \frac{2.55}{10} \Rightarrow 0.17 \text{ [m]} \leq h_t \leq 0.255 \text{ [m]}$$

##### a) RPA99,modifié 2003 (Art 7.5.1) :

$$h_t \geq 30 \text{ [cm]}$$

$$\text{Soit } h_t = 35 \text{ [cm]}$$

$$\Rightarrow 0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

$$\text{AN: } (0.4 \times 35) \leq b \leq (0.7 \times 35)$$

$$14 \text{ [cm]} \leq b \leq 24.4 \text{ [cm]}$$

##### b) RPA99,modifié 2003 (Art 7.5.1) :

$$b \geq 20 \text{ [cm]} ; h/b \leq 4$$

$$\text{Soit: } b = 25 \text{ [cm]}$$

$$h/b = 1.4 < 4 \Rightarrow \text{condition vérifiée. Donc poutre de } (25 \times 35) \text{ [cm}^2\text{].}$$

**III.6.3.Charges et surcharges:**

- Poids propre de la poutre :  $0,25 \times 0,35 \times 25 = 2,187$  [KN/ml]
  - Poids propre du mur :  $2,36(3,06 - 0,35) = 6,39$  [KN/ml]
- $$\left. \begin{array}{l} \bullet \text{ Poids propre de la poutre : } 0,25 \times 0,35 \times 25 = 2,187 \text{ [KN/ml]} \\ \bullet \text{ Poids propre du mur : } 2,36(3,06 - 0,35) = 6,39 \text{ [KN/ml]} \end{array} \right\} G = 8,58 \text{ [KN/ml]}$$
- Réaction du palier à l'ELU :  $R_A = 24,76$  [KN/ml]
  - Réaction du palier à l'ELS :  $R_A = 17,80$  [KN/ml].

**III.6.4. Combinaison de charges :**

ELU :

$$q_u = 1,35G + RA = (1,35 \times 8,58) + 24,76 = 36,34 \text{ [KN/ml]}$$

ELS:

$$q_s = G + RA = 8,58 + 17,80 = 26,38 \text{ [KN/ml]}$$

**III.6.5. Calcule à L'ELU :****1) Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{36,34 \times 2,55^2}{8} = 29,54 \text{ [KN.m]}$$

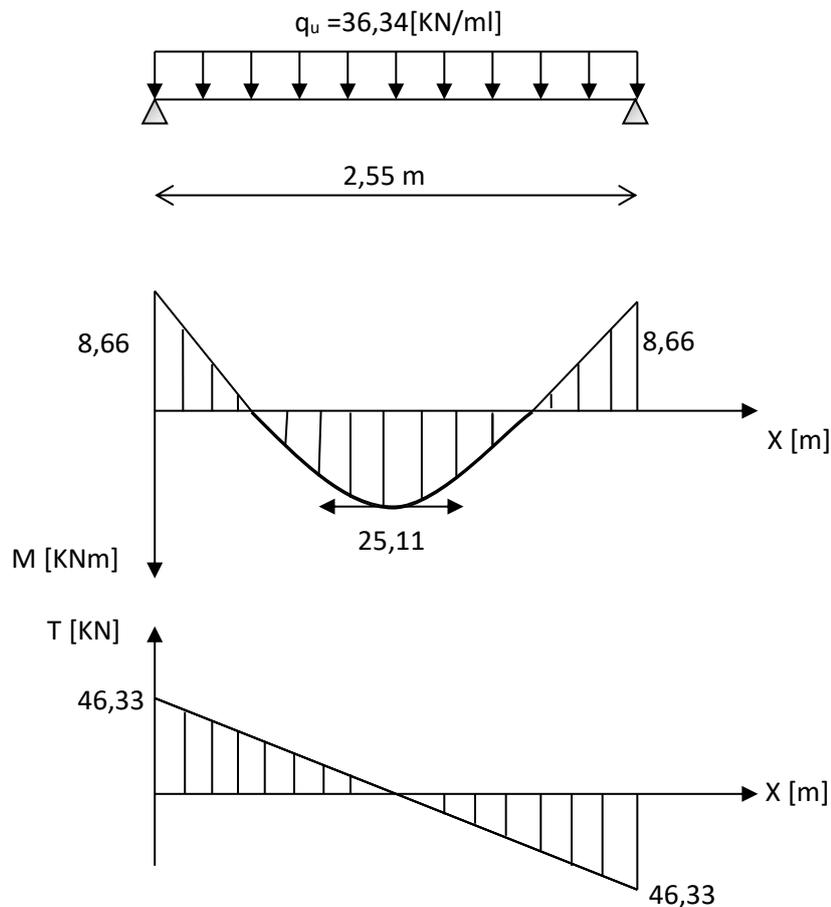
**2) Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{36,34 \times 2,55}{2} = 46,33 \text{ [KN]}$$

En tenant compte du semi encastrement :

$$M_a = -0,3M_0 = -8,66 \text{ [KN.m]}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 25,11 \text{ [KN.m]}$$



**Figure.III.6.2: Diagramme de M et T à l'ELU**

**3) Le ferrailage :**

**a) En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{25,11 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14,2} = 0,07 < \mu_1 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,964$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{25,11 \times 10^3}{0,964 \times 32 \times 348} = 2,34 [\text{cm}^2]$$

Soit  $A_{adt}^t = 3\text{HA}14 = 4,62 [\text{cm}^2]$

**b) Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{8,66 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14.2} = 0,024 < \mu_1 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8,66 \times 10^3}{0.988 \times 32 \times 348} = 0,79 [\text{cm}^2]$$

$$\text{Soit } A_{adt}^a = 3\text{HA}12 = 3,39 [\text{cm}^2]$$

**4) Vérification à l'ELU :**

**a) Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 0,966 [\text{cm}^2]$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{adt}^t > A_{\min} \\ A_{adt}^a > A_{\min} \end{array} \right\} \text{condition vérifiée.}$$

**b) Condition de l'effort tranchant : (BAEL 99, modifié 2003, Art 5.1.2)**

$$\tau_u \leq (\bar{\tau}_u = \min (0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa} = 3.25 [\text{Mpa}])$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{46,33 \times 10^3}{250 \times 320} = 0,58 [\text{Mpa}] \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**c) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

**1) Influence sur le béton :**

$$(V_u = 46,33 [\text{KN}]) \leq (0.4b (0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}) = 0.4 \times 25 \times 0.9 \times 32 \times \frac{2.5}{1.5} = 480 [\text{KN}]$$

Condition vérifiée.

**2) Influence sur les armatures :**

$$A_{adt}^a = 3,39 [\text{cm}^2] \geq \left\{ \frac{1.15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400 \times 10^2} \left( 46,33 \times 10^3 + \frac{-8,66 \times 10^5}{0.9 \times 32} \right) = 0,47 [\text{cm}^2] \right\}$$

⇒ Condition vérifiée.

**d) Contraintes d'adhérence : (BAEL 91, modifié 99 ; Art .A.6.1.3)**

$$\tau_{se} \leq (\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 [\text{MPa}])$$

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

$$V_{\max} = 46,33 [\text{KN}]$$

$$\sum U_i = n\pi\phi = 3 \times 3.14 \times 12 = 11,3 [\text{cm}]$$

$$\text{AN: } \tau_{se} = \frac{46,33 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 113} = 1,42 [\text{MPa}]$$

⇒  $\tau_{se} = 1,42 [\text{Mpa}] < \bar{\tau}_{se} = 3.15 [\text{MPa}] \Rightarrow$  condition vérifiée

**e) Ancrage des barres aux appuis : (BAEL 91, modifié 99 ; Art .A.6.127)**

La longueur de scellement droit doit être :

$$L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_s}$$

Avec :  $\tau_s = 0.6\Psi^2 f_{c28} = 0.6 (1.5^2) \times 2.1 = 2.83 [\text{MPa}]$

⇒  $L_s = 35.34\varphi = 35.34 \times 1 = 35,34 [\text{cm}]$

La longueur d'ancrage est mesurée hors crochets est de :  $l_a = 0.4L_s = 0.4 \times 35.34 = 14.14 [\text{cm}]$

**f) Diamètre des armatures transversales :(BAEL 91, modifié 99 ; Art .A.7.2.2)**

$$\varnothing_t \leq [\min \{ \varnothing_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \} = \min \{ 1, \frac{35}{35}, \frac{25}{10} \} = 1,00 [\text{cm} ]$$

Soit :  $\varnothing_1^{\text{adpt}} = 8 [\text{mm}]$

$$A_t = \frac{\pi \varnothing^2}{4} = \frac{3.14 \times 0,8^2}{4} = 0,5 [\text{cm}^2]$$

Soit :  $A_t^{\text{adpt}} = 4HA8 = 2,01 [\text{cm}^2]$

**g) Calcul des espacements des armatures :**

**1) Selon le BAEL :**

- $S_{t1} \leq \min (0,9d; 40[\text{cm}]) \Rightarrow S_{t1} \leq \min (0, 9 \times 32; 40[\text{cm}])$

Soit :  $S_{t1} = 20 [\text{cm}]$

- $S_{t2} \leq \frac{A_t f_e}{0,4b} = \frac{2,01 \times 400}{0,4 \times 25} = 80,4 [\text{cm}]$

D'ou:  $S_t = \min (S_{t1}; S_{t2}) = 20 [\text{cm}]$

**2) Selon le RPA :**

$A_{t \min} = 0,003 S_t b$

L'espacement maximal entre les armatures transversales exigé par le RPA est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale :

$S_t \leq \min (\frac{h}{4}; 12\varnothing; 30[\text{cm}]) = \min (8,75; 9,6; 30) = 10 [\text{cm}] \Rightarrow S_t = 10 [\text{cm}]$

- Dans la zone courante :

$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 [\text{cm}] \Rightarrow S_t = 15 [\text{cm}]$

**h) Vérification des armatures transversales :**

$A_{t \min} = 0,003 \times 7 \times 25 = 0,525 [\text{cm}^2] < 2,01 [\text{cm}^2] \Rightarrow$  condition vérifiée

$$A_{t \min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ [cm}^2\text{]} < 2,01 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**III.6.6. Calcul à l'ELS :**

$$q_s = 26,38 \text{ [KN/ml]}$$

**a) Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{26,38 \times 2,55^2}{8} = 21,44 \text{ [KN.m]}$$

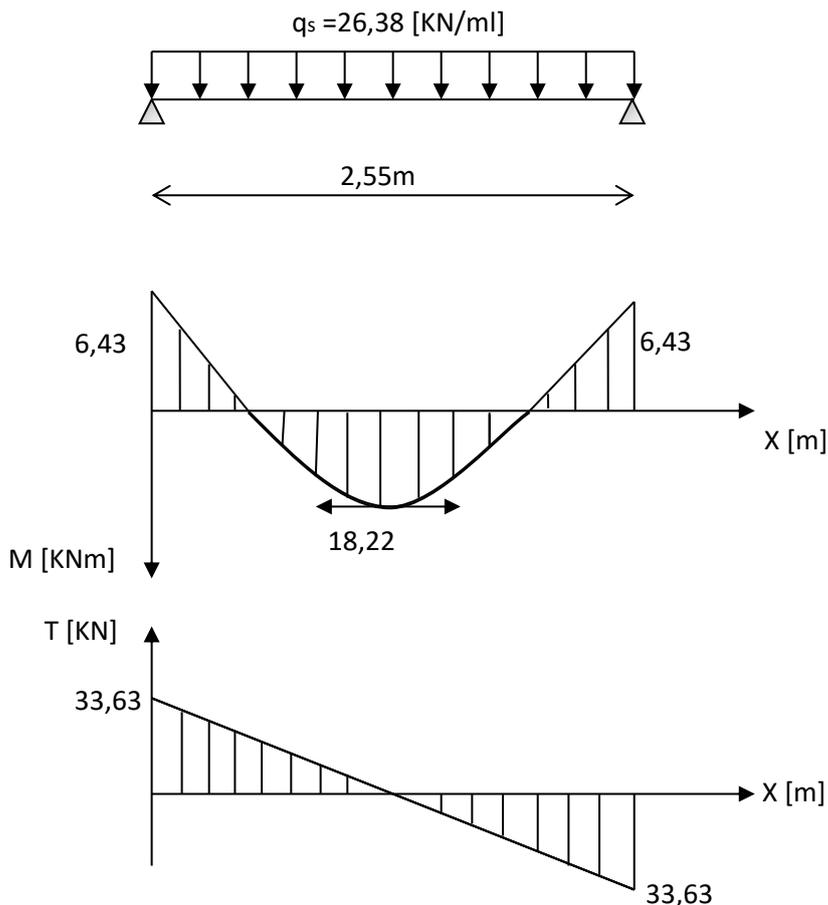
**b) Effort tranchant :**

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{26,38 \times 2,55}{2} = 33,63 \text{ [KN]}$$

En tenant compte du semi encastrement :

$$M_a = -0,3M_0 = -6,43 \text{ [KN.m]}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 18,22 \text{ [KN.m]}$$



**Figure.III.6.3: Diagramme de M et T à l'ELS**

### 3. Vérification des contraintes :

- **Etat limite de résistance du béton à la compression :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 [\text{MPa}]$

#### ➤ En travée

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 32} = 0.58 \Rightarrow \beta_1 = 0.887 ; K_1 = 29.25$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_t} = \frac{18.22 \times 10^3}{0.887 \times 32 \times 4.62} = 138.94 [\text{MPa}]$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{138.94}{29.25} = 4.75 [\text{MPa}] \quad \Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

#### ➤ Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 32} = 0.42 \Rightarrow \beta_1 = 0.90 ; K_1 = 35.00$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_t} = \frac{6.43 \times 10^3}{0.90 \times 32 \times 3.39} = 65.86 [\text{MPa}]$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{65.86}{35.00} = 1.888 [\text{MPa}]$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

### 4 Etat limite de déformation :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

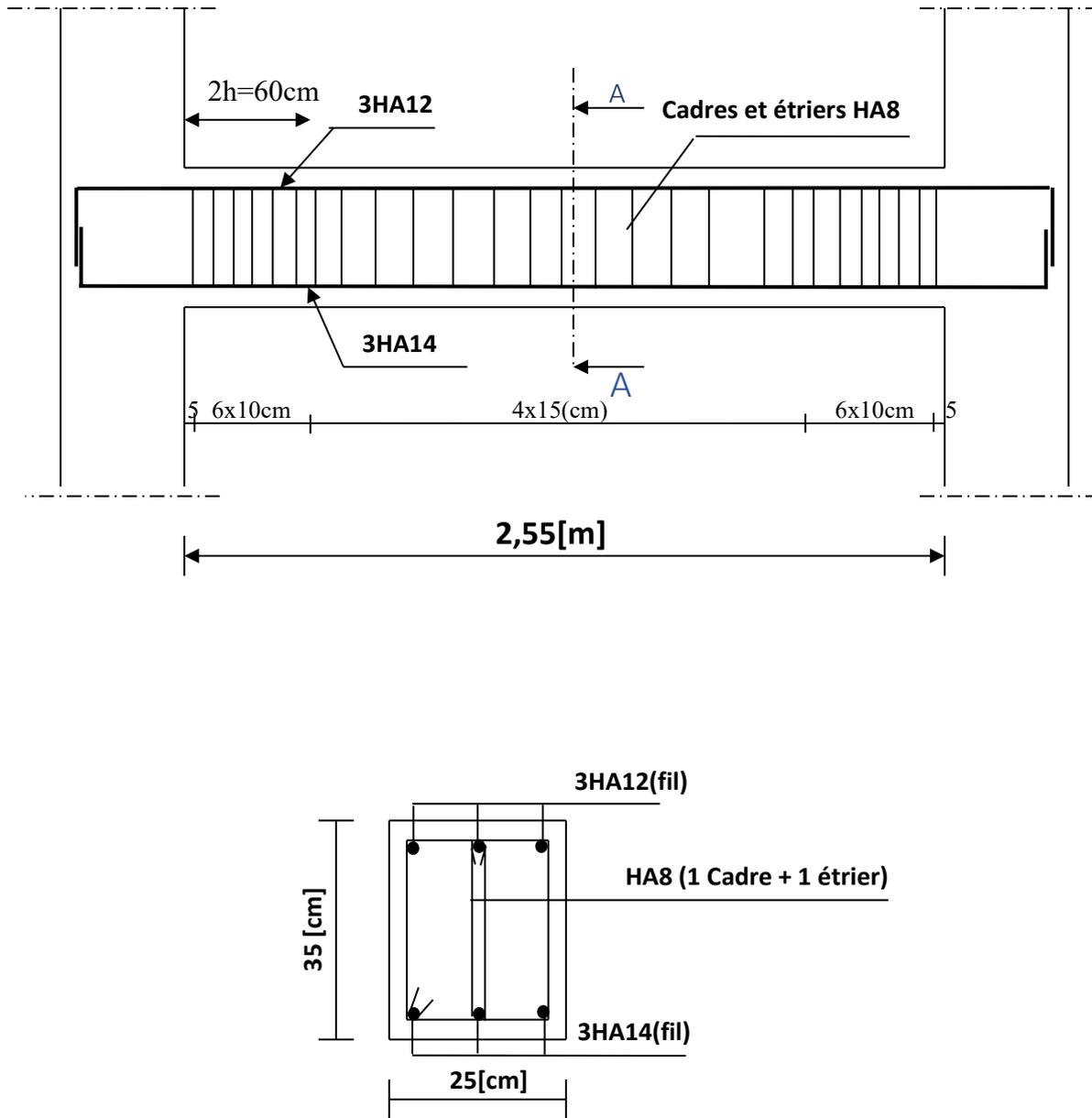
- 1)  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- 2)  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$
- 3)  $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{255} = 0.13 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.13 > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \frac{18.22}{21.44} = 0.085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{4.62}{25 \times 32} = 0.00577 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche est inutile.



**Figure.III.6.4: Ferrailage de la poutre palière de chaque niveau**

**IV. Introduction :**

Plusieurs programmes de calculs automatiques sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et du contrôle en un temps réduit et ils sont basés sur la méthode des éléments « finis (M.E.F), permettant le calcul automatique des diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la (M.E.F), et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la (M.E.F) et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentales du calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c.à.d. en tant qu'outil destiné à l'utilisateur professionnel. Ce dernier pourra alors en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans effort les résultats fournis par l'ordinateur.

**IV.1. Concept de base de la M.E.F**

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres ». Pour chaque type d'élément, une (fonction de forme) fonction de déformation 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 que les déformations aux niveaux des nœuds sont inconnues. 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.2. Description de logiciel ETABS :**

(Extended Three Dimensions Analyses Building Systems).

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adaptée aux bâtiments. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du

comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration.... etc.

**-Rappel :( terminologie)**

Grid line : ligne de grille

Joints : noeuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Element : élément

Restrained : poids d'application de la charge

Loads : charges

Uniformed loads : charges uniformes

Define : définir

Material : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

File : fichier

Copy : copier

Move : déplacer

Save : enregistrer

Save as : enregistrer sous

Add : ajouter

Delete : supprimer

Story : étage

Height : hauteur

### IV.3. Manuel d'utilisation du logiciel ETABS :

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail on va utiliser la Version 9.7



- **Première étape :**

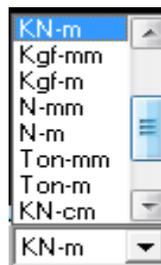
La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.



On clique sur l'icône de L'ETABS

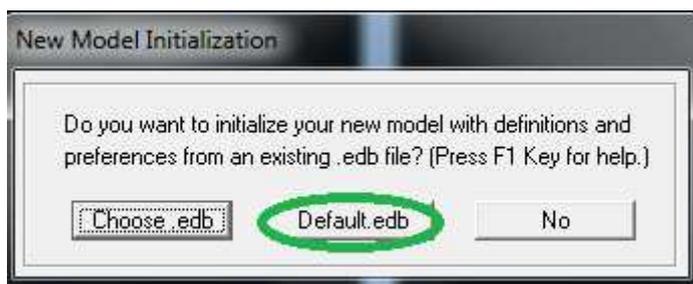
#### a) Choix des unités :

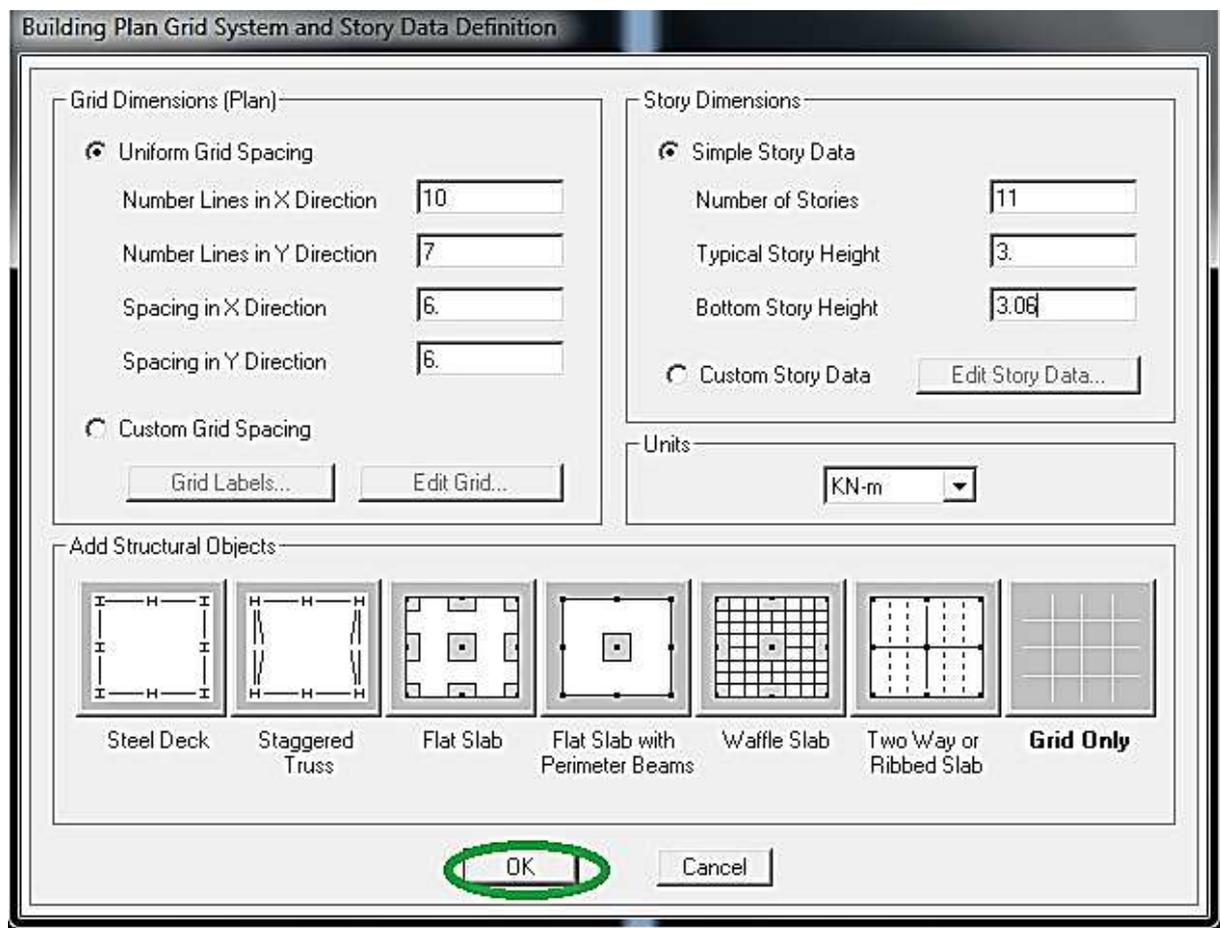
Après le lancement de l'ETABS, la première étape consiste au choix des unités et cela se fait avec la fenêtre qui se trouve au bas de l'écran.



#### b) Définir les propriétés mécaniques et géométriques des éléments :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model** ou bien (**ctrl+n**), puis on clique sur **Default.edb**.





Pour une construction en Auto-Stable. On choisit l'icône **GridOnly**, dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

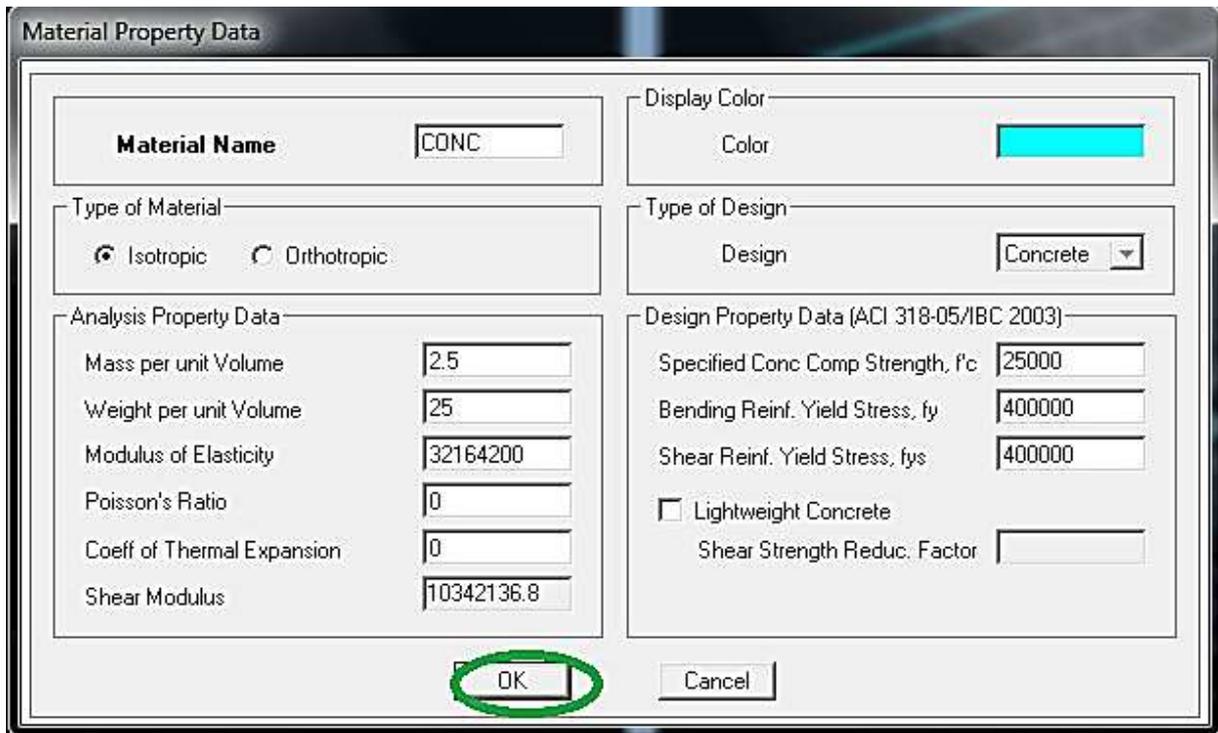
- Le nombre des lignes dans la direction X (Number lines in X direction).
- Le nombre des lignes dans la direction Y (Number lines in Y direction).
- Nombre des travées dans le sens de Y (Number of bays along Y).
- Longueur de travées dans le sens X entre axes (spacing in X direction).
- Hauteur d'étage (story Height).
- Le nombre d'étage (Number of stories)
- La Hauteur d'étage courant (typical story height).
- La Hauteur en bas (bottom story height).

NB : Pour modifier les longueurs des trames en clique sur bouton droit on choisit **Edit grid data**.

c) Propriétés mécanique du matériau utilise : 

Define → materials properties

Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques du matériau des structures (bétons« conc ») :



The image shows a 'Material Property Data' dialog box with the following fields and values:

Field	Value
Material Name	CONC
Display Color	Color (Cyan)
Type of Material	Isotropic (selected), Orthotropic
Type of Design	Design: Concrete
Analysis Property Data	Mass per unit Volume: 2.5 Weight per unit Volume: 25 Modulus of Elasticity: 32164200 Poisson's Ratio: 0 Coeff of Thermal Expansion: 0 Shear Modulus: 10342136.8
Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)	Specified Conc Comp Strength, f'c: 25000 Bending Reinf. Yield Stress, fy: 400000 Shear Reinf. Yield Stress, fys: 400000 <input type="checkbox"/> Lightweight Concrete Shear Strength Reduc. Factor:
Buttons	OK (circled in green), Cancel

d) Vérification des dimensions

la barre des taches supérieure...set building view option...visible in view ... Dimension lines.

Define Grid Data

Edit Format

X Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	0,	Primary	Show	Top	
2	B	3,	Primary	Show	Top	
3	C	6,1	Primary	Show	Top	
4	D	9,1	Primary	Show	Top	
5	j	10,375	Secondary	Hide	Top	
6	E	11,65	Primary	Show	Top	
7	F	14,65	Primary	Show	Top	
8	l	17,75	Primary	Show	Top	
9	i	20,75	Primary	Show	Top	
10						

Y Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	0,	Primary	Show	Left	
2	6	2,8	Secondary	Hide	Left	
3	2	4,	Primary	Show	Left	
4	7	5,3	Secondary	Hide	Left	
5	8	6,6	Secondary	Hide	Left	
6	3	8,8	Primary	Show	Left	
7	4	13,6	Primary	Show	Left	
8	9	14,8	Secondary	Hide	Left	
9	5	17,6	Primary	Show	Left	
10						

Units: KN-m

Display Grids as:  Ordinates  Spacing

Hide All Grid Lines

Glue to Grid Lines

Bubble Size: 1,25

Reset to Default Color

Reorder Ordinates

OK Cancel

Set Building View Options

View by Colors of:

- Objects
- Sections
- Materials
- Groups
- Design Type
- Typical Members
- B & W Printer
- Color Printer

Special Effects:

- Object Shrink
- Object Fill
- Object Edge
- Extrusion

Object Present in View:

- Floor (Area)
- Wall (Area)
- Ramp (Area)
- Openings (Area)
- All Null Areas
- Column (Line)
- Beam (Line)
- Brace (Line)
- Links (Line)
- All Null Lines
- Point Objects
- Invisible
- Links (Point)

Object View Options:

- Area Labels
- Line Labels
- Point Labels
- Area Sections
- Line Sections
- Link Sections
- Area Local Axes
- Line Local Axes

Piers and Spandrels:

- Pier Labels
- Spandrel Labels
- Pier Axes
- Spandrel Axes

Visible in View:

- Story Labels
- Dimension Lines
- Reference Lines
- Reference Planes
- Grid Lines
- Secondary Grids
- Global Axes
- Supports
- Springs

Special Frame Items:

- End Releases
- Partial Fixity
- Mom. Connections
- Property Modifiers
- Nonlinear Hinges
- Panel Zones
- End Offsets
- Joint Offsets
- Output Stations

Other Special Items:

- Diaphragm Extent
- Auto Area Mesh
- Additional Masses

Apply to All Windows

Defaults OK Cancel

- Deuxième étape :

#### a) Définition des caractéristiques géométriques des éléments :

On va spécifiées ou définir pour chaque groupe d'éléments des structures leurs propriétés géométriques (les poutres principales et secondaires, les poteaux, les planchers, les dalles pleins et les voiles), qui sont en béton armé « conc » :

- ✓ Pour les poutres et les poteaux :

Define → frame sections ou 

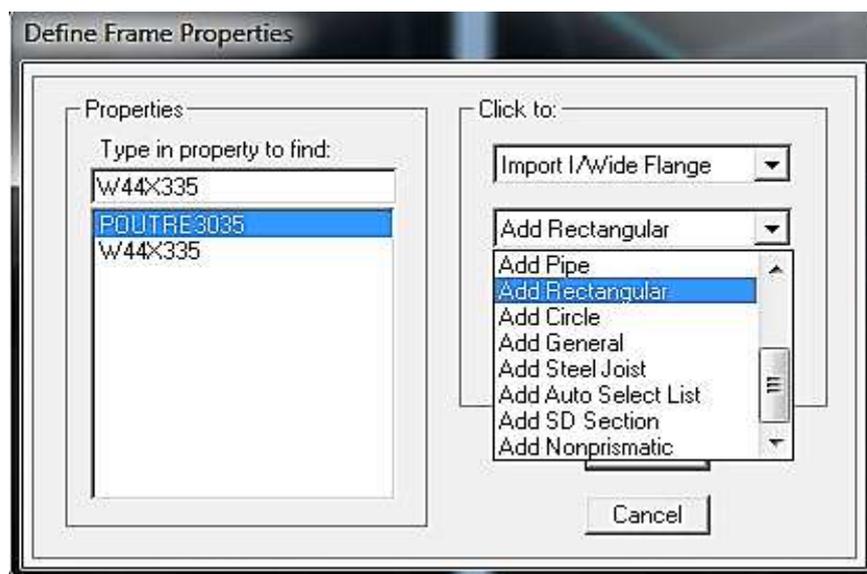
Icône → propriétés → on sélection tout → delete property

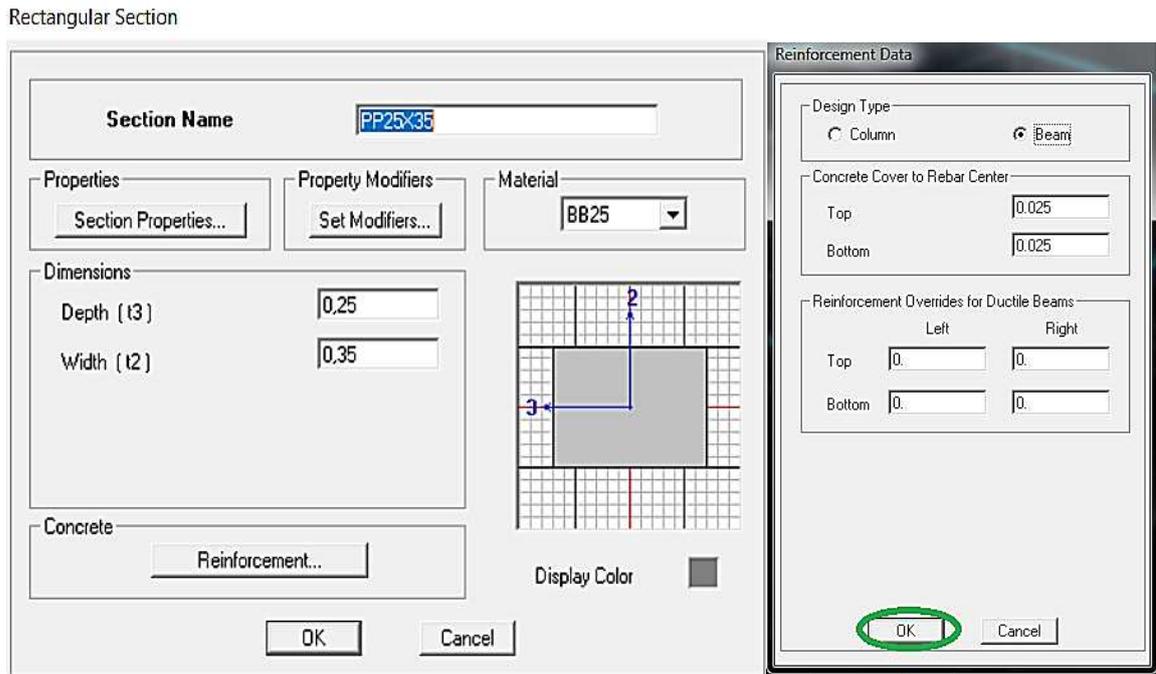
Icône click to → « add rectangular » pour la section de poutre et des poteaux.

#### Remarque

Dans l'introduction des propriétés des poutres et des poteaux il faut spécifie :

Pur les poteaux → column, et pour les poutres → beam,





✓ Pour les voiles et les dalles pleines :

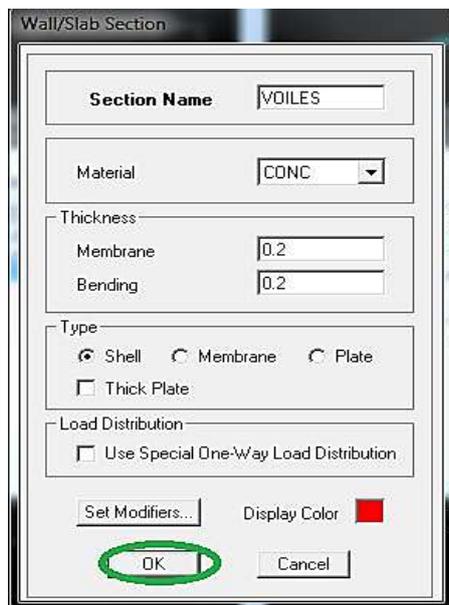
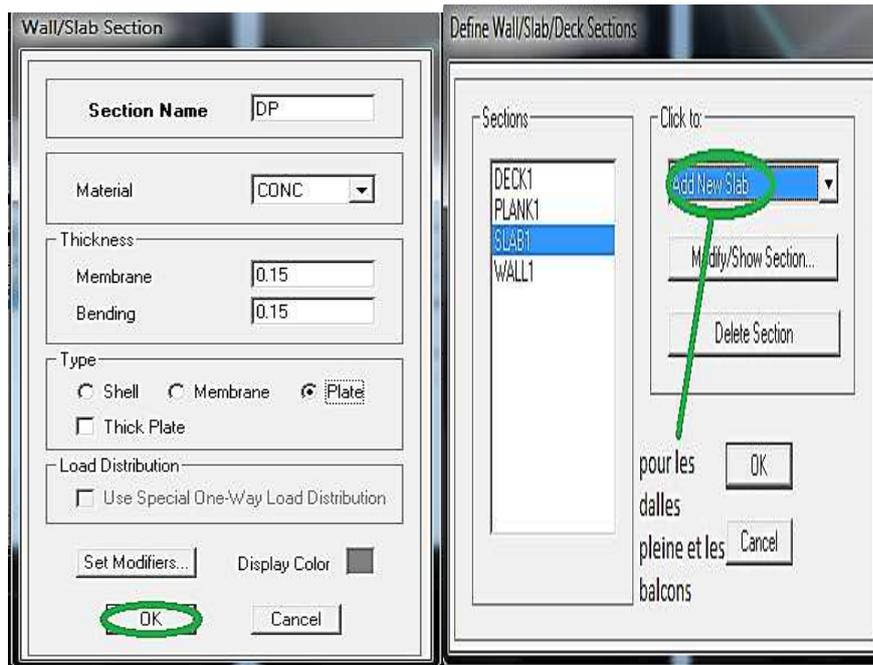
Define → wall/slab/deck sectionsou(  )

On distingue plusieurs types des éléments plaques qui sont :

**Elements hells :** il est utilisé pour la modélisation des voiles, dalles. Les sections de cetélément sont définies par l'épaisseur.

**Element membran :** il est utilisé pour les éléments minces.

**Element plate :** c'est la superposition de l'élément plaque et membrane



**Les dalles pleines :**

Draw → Draw area objects → DrawRectangular  ,ou create areas at clicks 

**Les voiles :**

Pour introduire les voiles on utilise les mêmes instructions que les dalles pleines  mais on va se mettre en élévation.

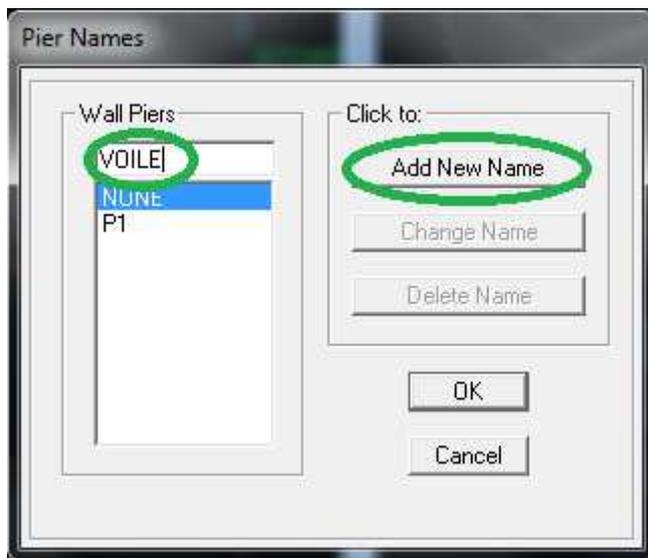
**Remarque :**

- Quand on modélise les voiles on doit modélisée leurs raidisseurs. Pour les introduire on les détermine comme les voiles avec le dimensionnement des poteaux.
- Les voiles et leurs raidisseurs sont un seul élément, et pour les définir ainsi on :

1.Sélectionnons les voiles

2.Ramenant l'instruction suivant : 

Assing → Shelle/Area → PierLabel.



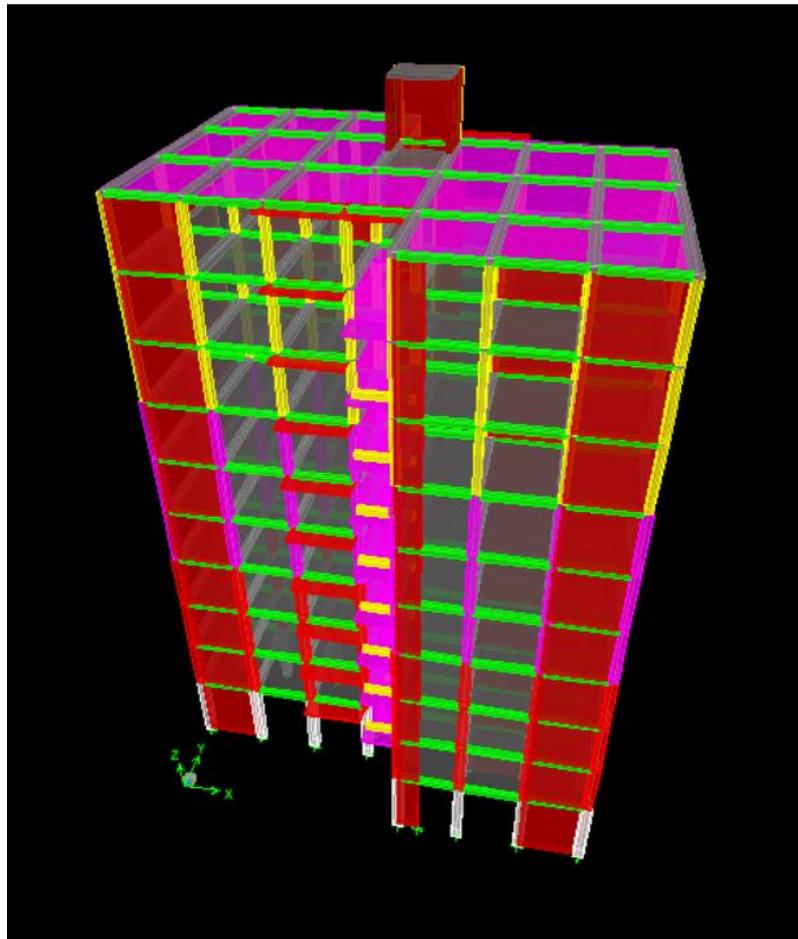
- **Troisième étape :**

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour les structures à modéliser.

**a)Appuis :**

Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastrés, ou comme encastrés avec certaines relaxations. La liaison entre les deux éléments(fondation et poteau) dans le nœud et un encastrement, pour définir ca dans de l'etabs on :

- sélectionne les nœuds à la base.
- Ramenant l'instruction suivante :
- Assing → joint/point → restraints.

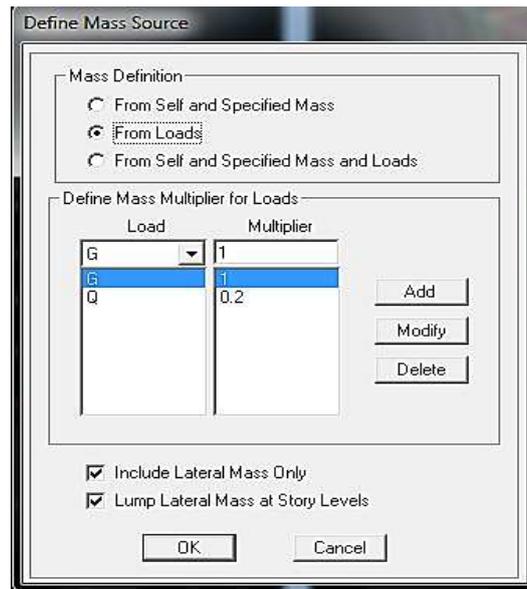


**b) Définition de l'action sismique :**

La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excite le séisme dont cette masse égale :

. L'instruction : Define → masse source 

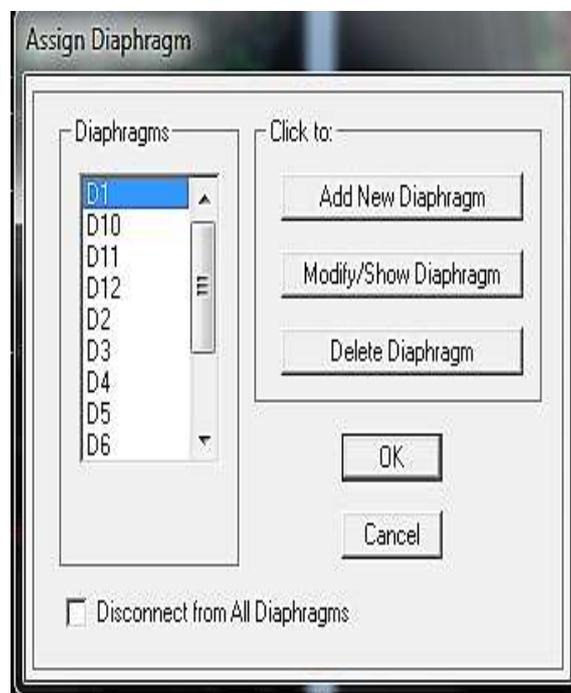
Nous permet l'introduction cette masse pour l'étude dynamique d'une manière automatique.

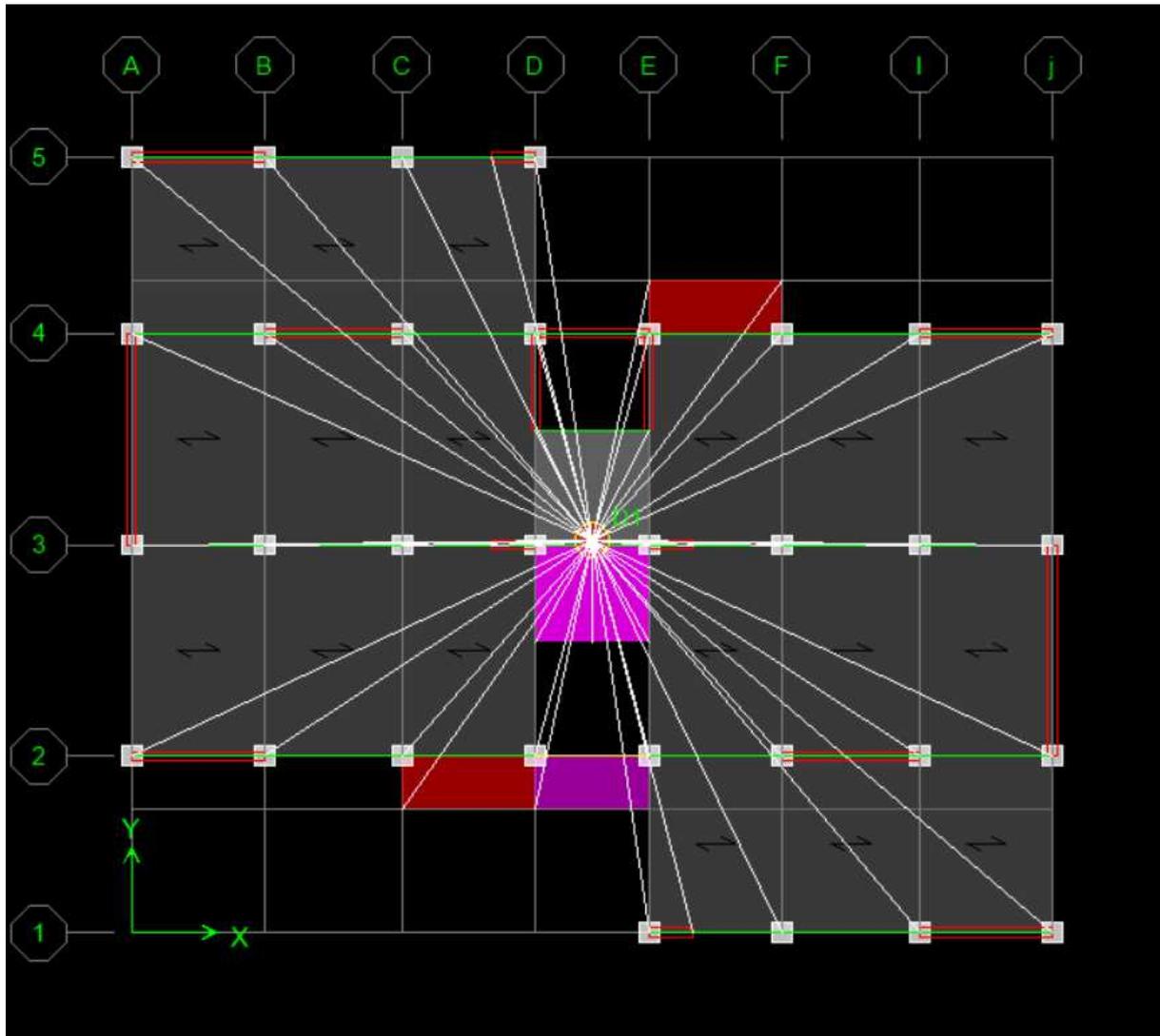


**c) Les diaphragmes :**

Les planchers sont supposés infiniment rigide pour cela on définit le diaphragme pour chaque plancher :

Assigning → joint/point → diaphragme. 





- **Quatrième étape :**

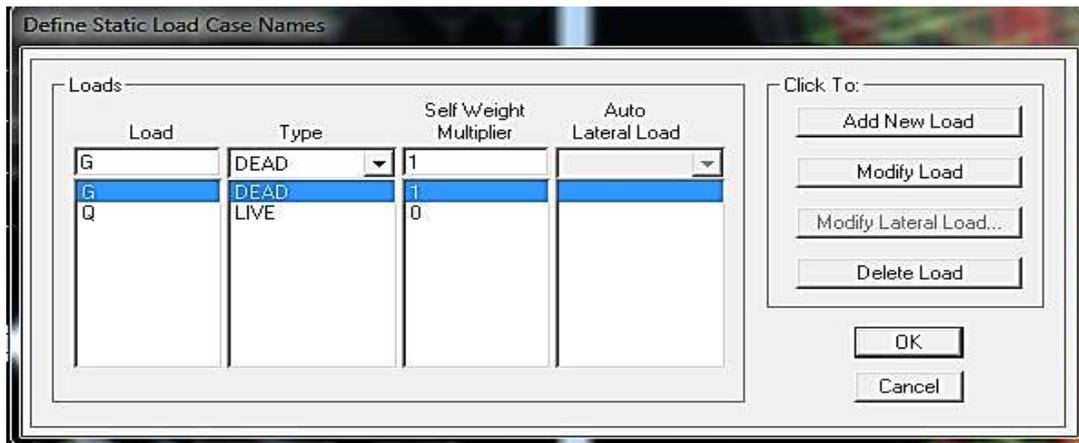
Dans cette étape on va introduire les charges des structures.

**a) Définitions des charges :**

Define → static cases 

Cette instruction nous permet de définir les cas de charges et leurs types, telle que, on distingue les charges permanentes (G ou DEAD), d'exploitations (Q ou LIVE), sismiques (QUAKE), vent (WIND), de neige (SNOW) et d'autre.

Le poids propre de la structure et prise en compte par le coefficient 1, par contre le poids propre des charges d'exploitation annulé donc on remplace ce coefficient par 0.



**b) Introduction des charges :**

✓ **Pour les dalles pleines :**

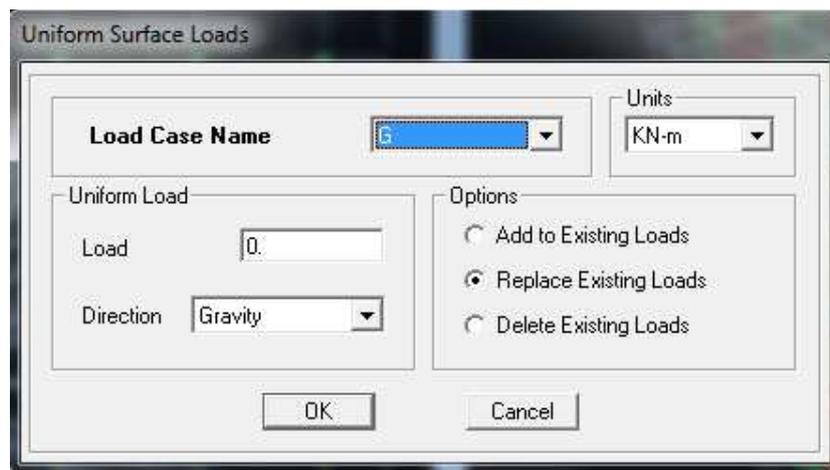
L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Le programme fourni pour cette charge d'être uniformément répartie par m<sup>2</sup> selon les axes locaux ou globaux. Dans notre modélisation ces charges surfaciques on les introduit pour les dalles pleines. Et pour les introduire :

-on sélection nous dalles.

Assing → shell/area Loads → Uniform.

**Remarque :**

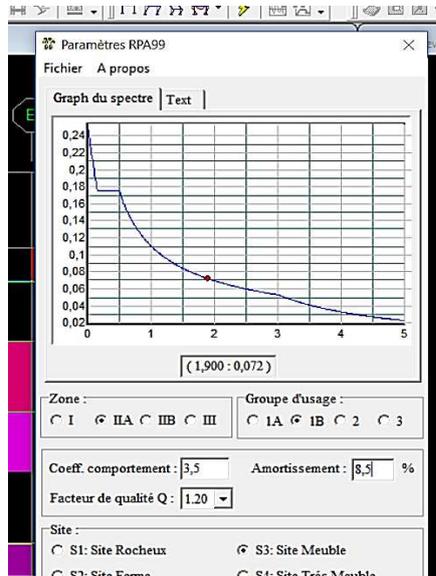
**Pour les charges permanentes des dalles pleines on enlève leur poids propres :**



**c) La charge sismique :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul qui est défini par le code parasismique RPA 2003 (voire chapitre I)

On défini le spectre comme suite :



**d) L'introduction du spectre :**

Define  $\rightarrow$  Reponse spectrum fonctions.

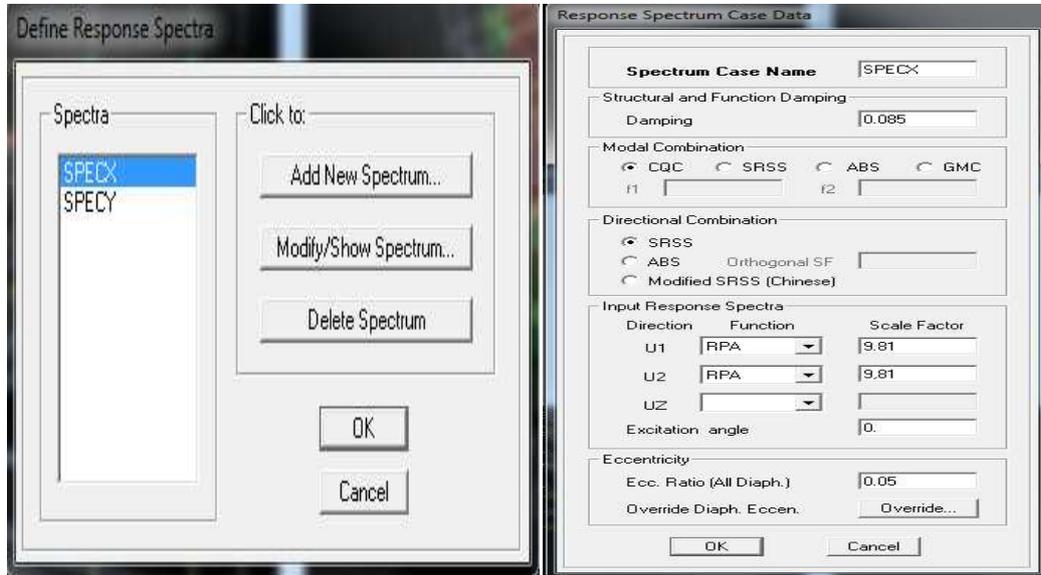


Period	Acceleration
0.	0.072
0.1	0.16
0.4	0.16
0.6	0.1111
0.8	0.0857
1.	0.0701
1.2	0.0595
1.4	0.0518
1.6	0.0453

e) Charge sismique :

Define → Reponse spectrum cases 

Ce cas de charges permet de prendre en compte la réponse modale de la structure sous un spectre de réponse appliqué à la base. Elle est basée sur la méthode de superposition modale.



- Cinquième étape :

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

Define → load combinations 

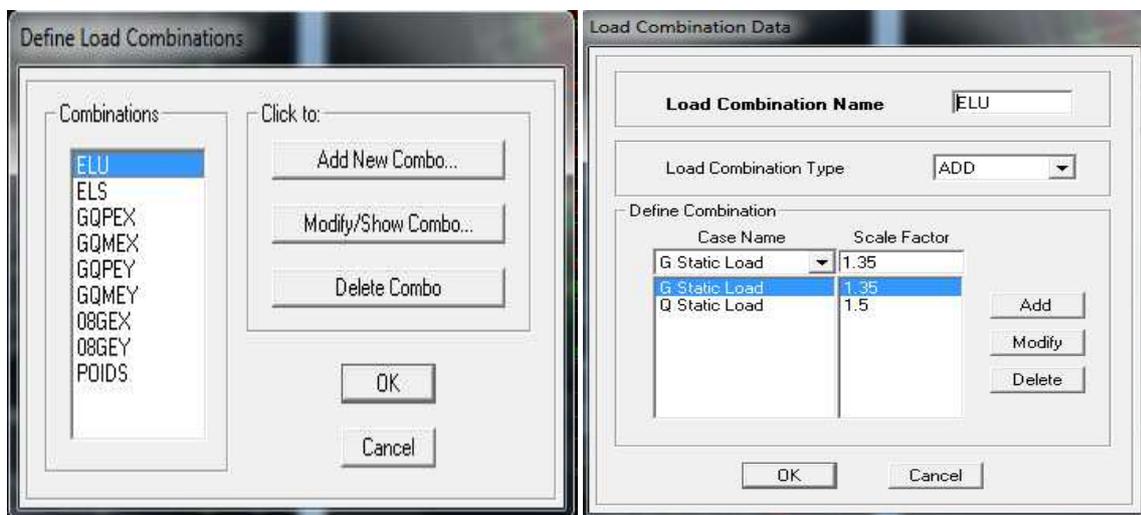
On introduire les combinaisons de charges :

Les combinaisons accidentelles d'après RPA

(G+Q+E), (0,8G+E), (G+Q+1,2E)

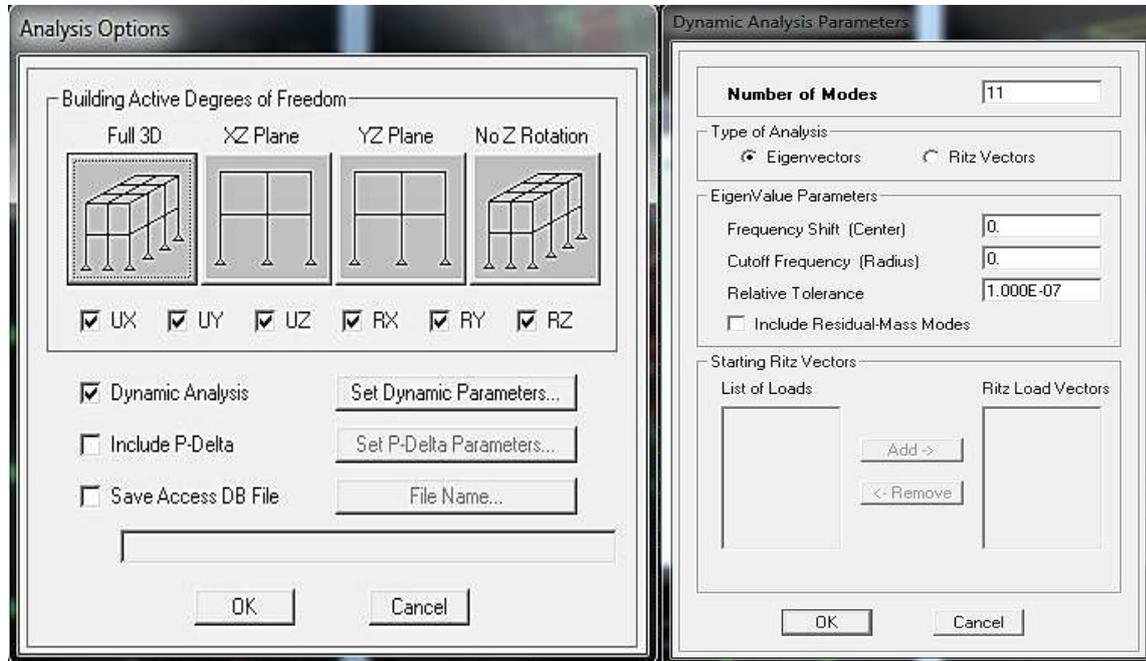
D'après le BAEL les combinaisons de charges sont :

(ELU : 1,35G+1,5Q), (ELS : G+Q)



- **Sixième étape :**

Cette étape consiste à lancer l'analyse dynamique, mais il y a lieu de spécifier le nombre de mode à utiliser dans le calcul d'une manière on doit avoir une participation massiquesupérieure à 90% selon RPA 2003.



**-L'analyse :**

**a)ANALYSE DYNAMIQUE :**

L'analyse dynamique disponible dans L'ETABS comporte l'analyse modale, l'analyse spectral et l'analyse temporelle.

**b)ANALYSE MODALE :**

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres des structures.

Puisqu'il n'existe aucune force extérieure, les fréquences naturelles et les modes propres sont directement en fonction de la rigidité et de la distribution des masses de la structure. Par conséquent,le résultat du calcul des fréquences et des modes propres peut varier considérablement en fonction de la modélisation.

**c)ANALYSE SPECTRALE :**

L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant un spectre de réponse. Les réponses modales sont combinées en utilisant la méthode de la combinaison quadratique complète CQC (Compleète Quadratic Combination) ou SRSS. Les

résultats de l'analyse spectrale peuvent être combinés avec les résultats de l'analyse statique pour le dimensionnement de la structure. Pour prendre en compte l'irréversibilité des charges sismiques, les combinaisons de charges peuvent être créées en incluant les contributions du calcul sismique avec le signe -/+.

#### d) ANALYSE DYNAMIQUE TEMPORELLE :

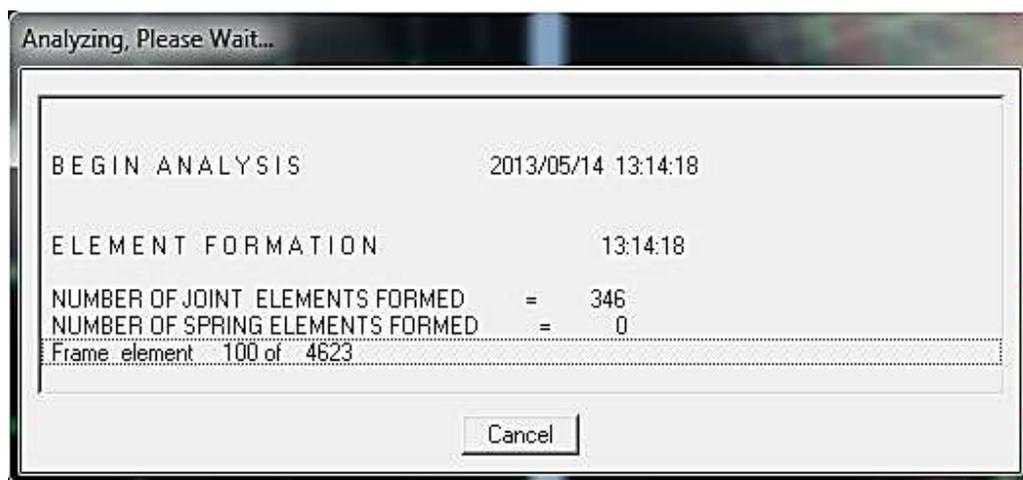
Pour des cas d'analyse où une étude dynamique temporelle déterministe est exigée, ETABS offre la possibilité de calcul de la réponse d'une structure sous l'effet d'un chargement dynamique quelconque appliqué au nœud ou d'un mouvement du sol (à la base).

Le calcul est basé sur la méthode de la superposition modale, qui donne la réponse de la structure.

La procédure consiste d'abord à calculer les modes et fréquences propres du système pour calculer la matrice de masse généralisée et le vecteur de chargement généralisé qui serviront par la suite pour le découplage des équations différentielles du mouvement. La réponse modale au chargement imposé est calculée par la méthode d'intégration numérique en utilisant l'algorithme de Wilson, avec un pas de temps constant choisi par l'utilisateur de l'ordre de  $0.1T$  ( $T$  étant la période du mode le plus élevé à inclure dans la réponse).

Enfin la réponse est exprimée en fonction des coordonnées géométriques, des efforts dans les éléments et des réactions d'appuis.

**Exécution :** Analyse → Run Analysis Ou F5

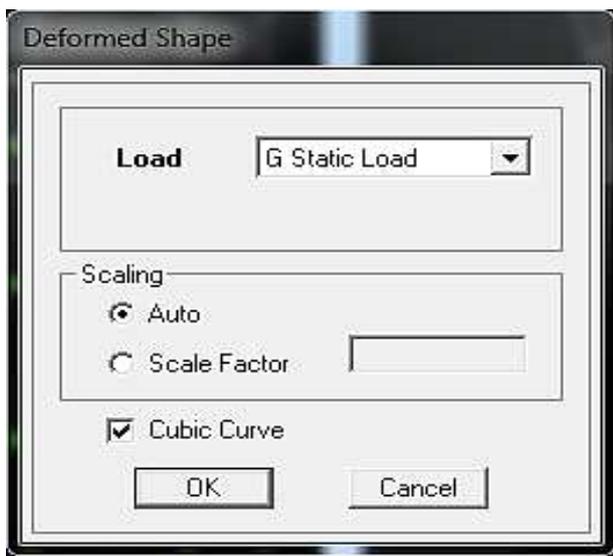


- **Septième étape :**

Dans cette étape on va visualiser les différents résultats.

**a) Déplacement:** 

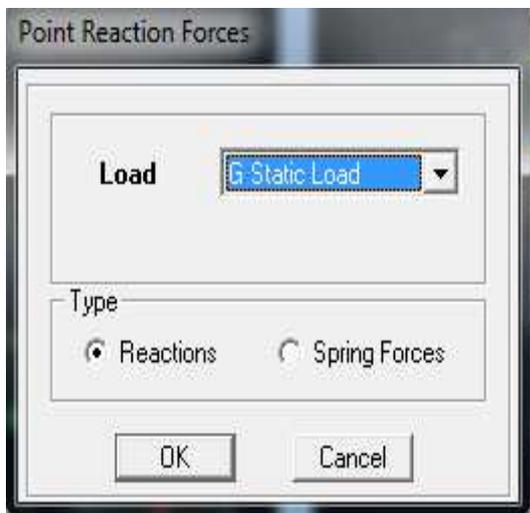
Display  $\longrightarrow$  show Deformed shape



Les déformations sous n'importe quel cas de charge peuvent être tracées et les valeurs des déformations aux niveaux des nœuds peuvent être affichées ou imprimées.

**b) Visualisation des réactions :**

Display  $\longrightarrow$  show Membre Force/stress Diagram  $\longrightarrow$  Support/Springs Reaction.



**d) Visualisation des modes de vibration :**

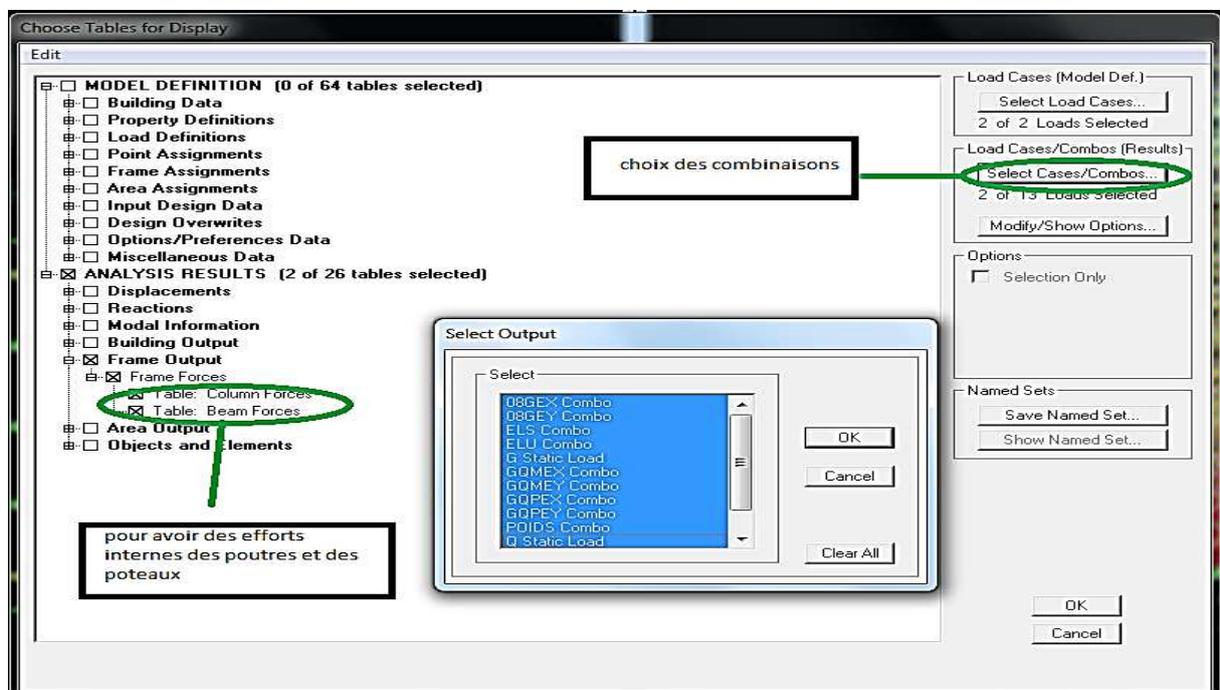
Display → Show Shepe.

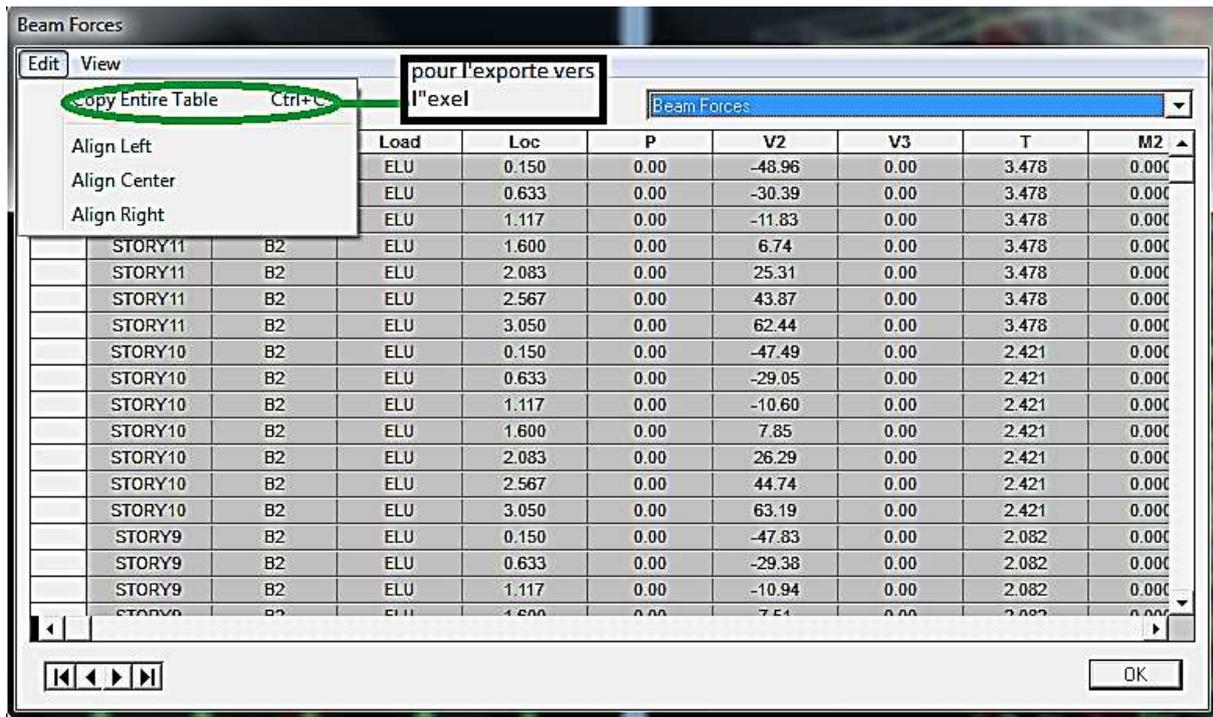
Les déformée des modes propres peuvent être illustrées et animées pour une meilleure appréciation et contrôle des modes des structures en espace.

**c) Résultat d'analyse :**

Pour extraire les efforts internes, les contraintes et les déplacements sous forme de tableaux, on clique sur :

Display → Show tables

**-Les efforts internes :**



## INTRODUCTION

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont :

1. La période fondamentale de la structure.
2. L'excentricité.
3. Le pourcentage de participation de la masse modale.
4. Justification du système de contreventement.
5. L'effort tranchant à la base.
6. Les déplacements relatifs.
7. Déplacement maximal de la structure.
8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
9. Spécification pour les poteaux.

### V.1. Vérification de la période empirique $T$

#### V.1.1- Calcul de la période empirique

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4}$$

$h_N$ : 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)

$D$  : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T_1 = 0,05 \times (34,68)^{3/4} = 0,714 \text{ s}$$

#### V.1.2- Calcul de la période empirique majorée

$$T_{\text{maj}} = T + 30\%T = 0,928 \text{ s}$$

#### V.1.3- 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 :

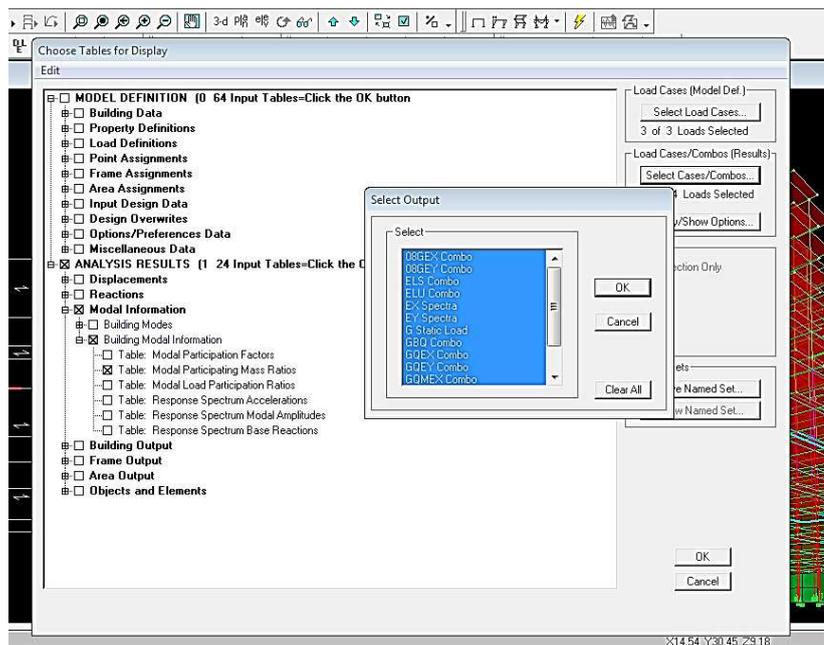
*Display → show tables*

Un tableau s’affichera, et on coche les cases suivantes :

*ANALYSIS RESULTS → modal information → Building Modal Information*

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

*Select cases/combos... → OK → 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 :

Modal Participation Factors

Edit View

Mode	Period	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	ModalMas
1	0,924746	-3,529387	-45,520598	0,000000	1107,520745	-86,277580	-3,087378	1,000000
2	0,917201	44,858608	-3,583140	0,000000	86,965241	1097,596696	43,595231	1,000000
3	0,715440	5,260764	-0,045071	0,000000	1,106259	131,027556	-371,229604	1,000000
4	0,205185	-0,076911	-24,573441	0,000000	148,845472	-0,858305	-0,149898	1,000000
5	0,190702	24,399755	-0,071887	0,000000	0,567656	159,884896	30,750553	1,000000
6	0,146610	-3,786090	-0,011430	0,000000	0,132522	-25,045255	204,774270	1,000000
7	0,085989	-0,037386	-14,846528	0,000000	59,500053	-0,188789	-0,142767	1,000000
8	0,077109	14,847688	-0,039302	0,000000	0,162363	62,884963	19,406221	1,000000
9	0,060338	-2,223781	-0,012842	0,000000	0,048096	-9,188293	122,956591	1,000000
10	0,050380	-0,038793	-9,849661	0,000000	25,291570	-0,165489	-0,143253	1,000000
11	0,043977	-10,176607	0,039849	0,000000	-0,108769	-28,794173	-11,720800	1,000000
12	0,035337	-1,007776	-0,010708	0,000000	0,032128	-2,876694	81,164134	1,000000

OK

Ensuite, on relève les valeurs des périodes en fonction des modes telles qu'elles sont dans le tableau suivant :

**Tableau V.1.1 : Tableau récapitulatif des périodes en fonction des modes**

Modes	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10	M11	M12
périodes	0,925	0,917	0,715	0,205	0,191	0,147	0,086	0,077	0,060	0,050	0,044	0,035

❖ **Comparaison des résultats**

On a :

- La période calculée  $T = 0,714s$
- La période majorée  $T_{maj} = 0,928s$
- La période ETABS  $T_{etabs} = 0,925s$

On remarque que :  $T < T_{etabs} < T_{maj}$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée (majorée).

→ La période est vérifiée

**V.2. Vérification de l'excentricité :**

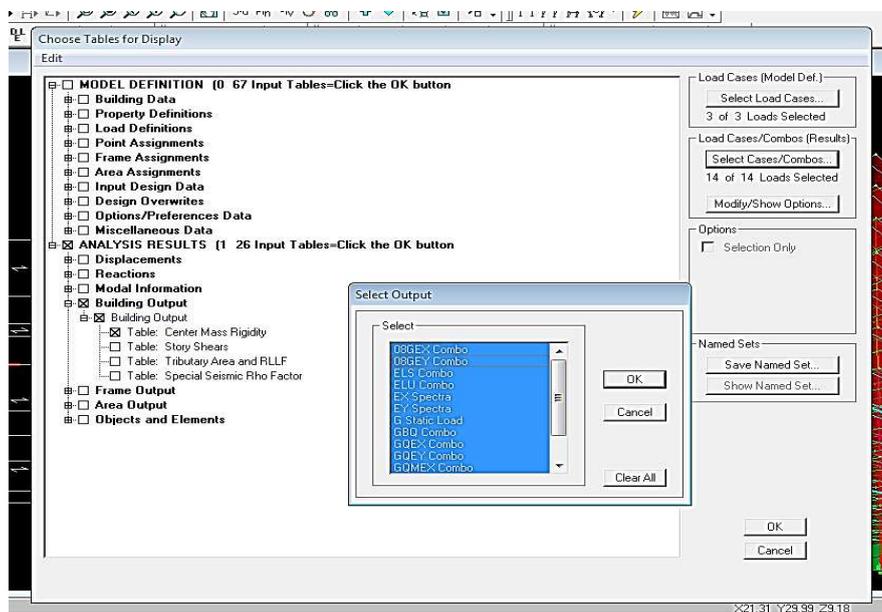
D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle

(additionnelle) égale  $\pm 0.05 L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

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/combos...→ OK→OK***

Les résultats s'afficheront comme suit :

Center Mass Rigidity

Edit View

Center Mass Rigidity

	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
▶	RDC	D1	328,5046	328,5046	10,378	8,906	328,5046	328,5046	10,378
	ETAGE1	D2	300,9558	300,9558	10,379	8,913	300,9558	300,9558	10,379
	ETAGE2	D3	300,9558	300,9558	10,379	8,913	300,9558	300,9558	10,379
	ETAGE3	D4	296,2753	296,2753	10,379	8,915	296,2753	296,2753	10,379
	ETAGE4	D5	292,0614	292,0614	10,379	8,916	292,0614	292,0614	10,379
	ETAGE5	D6	292,0614	292,0614	10,379	8,916	292,0614	292,0614	10,379
	ETAGE6	D7	288,0049	288,0049	10,379	8,918	288,0049	288,0049	10,379
	ETAGE7	D8	284,1306	284,1306	10,379	8,925	284,1306	284,1306	10,379
	ETAGE8	D10	282,0987	282,0987	10,378	8,953	282,0987	282,0987	10,378
	ETAGE9	D11	389,3131	389,3131	10,382	8,853	389,3131	389,3131	10,382
	L SALLE MACH	D12	7,1471	7,1471	10,375	12,459	7,1471	7,1471	10,375

◀ ▶

⏪ ⏩

OK

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
RDC	10,378	8,906	10,375	9,495	0,003	0,589
ETAGE1	10,379	8,913	10,377	9,595	0,002	0,682
ETAGE2	10,379	8,913	10,378	9,628	0,001	0,715
ETAGE3	10,379	8,915	10,38	9,629	0,001	0,714
ETAGE4	10,379	8,916	10,381	9,618	0,002	0,702
ETAGE5	10,379	8,916	10,382	9,601	0,003	0,685
ETAGE6	10,379	8,918	10,383	9,586	0,004	0,668
ETAGE7	10,379	8,925	10,383	9,575	0,004	0,65
ETAGE8	10,378	8,953	10,384	9,57	0,006	0,617
ETAGE9	10,382	8,853	10,384	9,575	0,002	0,722

**Tableau V.2.1 : Vérification de l'excentricité**

Avec :  $e_x = |XCM - XCR|$

$e_y = |YCM - YCR|$

❖ **Comparaison des résultats :**

• **Sens longitudinal**

$5\%L_x \geq e_x \rightarrow 0,05 \times 18 = 0,9 > 0,06 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

• **Sens transversal**

$5\%L_y \geq e_y \rightarrow 0,05 \times 21 = 1,05 > 0,722 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

❖ **Justification de la régularité en plan :**

$e_x = 0,006m < 15\%L_x = 2,7 m \Rightarrow$ *condition vérifiée*

$e_y = 0,722m < 15\%L_y = 3,15 m \Rightarrow$ *condition vérifiée*

### V.3. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (article 4.3.4 RPA99 version 2003).

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci-après :

Mode	Periode	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0,924746	0,4045	67,281	0
2	0,917201	65,7428	67,6979	0
3	0,71544	66,6414	67,698	0
4	0,205185	66,6416	87,3049	0
5	0,190702	85,9723	87,305	0
6	0,14661	86,4378	87,305	0
7	0,085989	86,4378	94,4619	0
8	0,077109	93,5959	94,462	0
9	0,060338	93,7564	94,462	0
10	0,05038	93,7565	97,6121	0
11	0,043977	97,1191	97,6121	0

Tableau V.3.1 : Vérification du pourcentage de participation de la masse modal

La somme des masses modales dans le 11<sup>ème</sup> mode (modélisation) 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.4. Justification du système de contreventement :

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

- on choisit d'abord la combinaison en cliquant sur:  
*Display → show Deformed shape → Load: Ex spectra*
- On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec:  
*Draw → Draw Section Cut*

- Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	19,6848	0
End Point	-3,0072	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8,3388	1,5363	0,	0

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

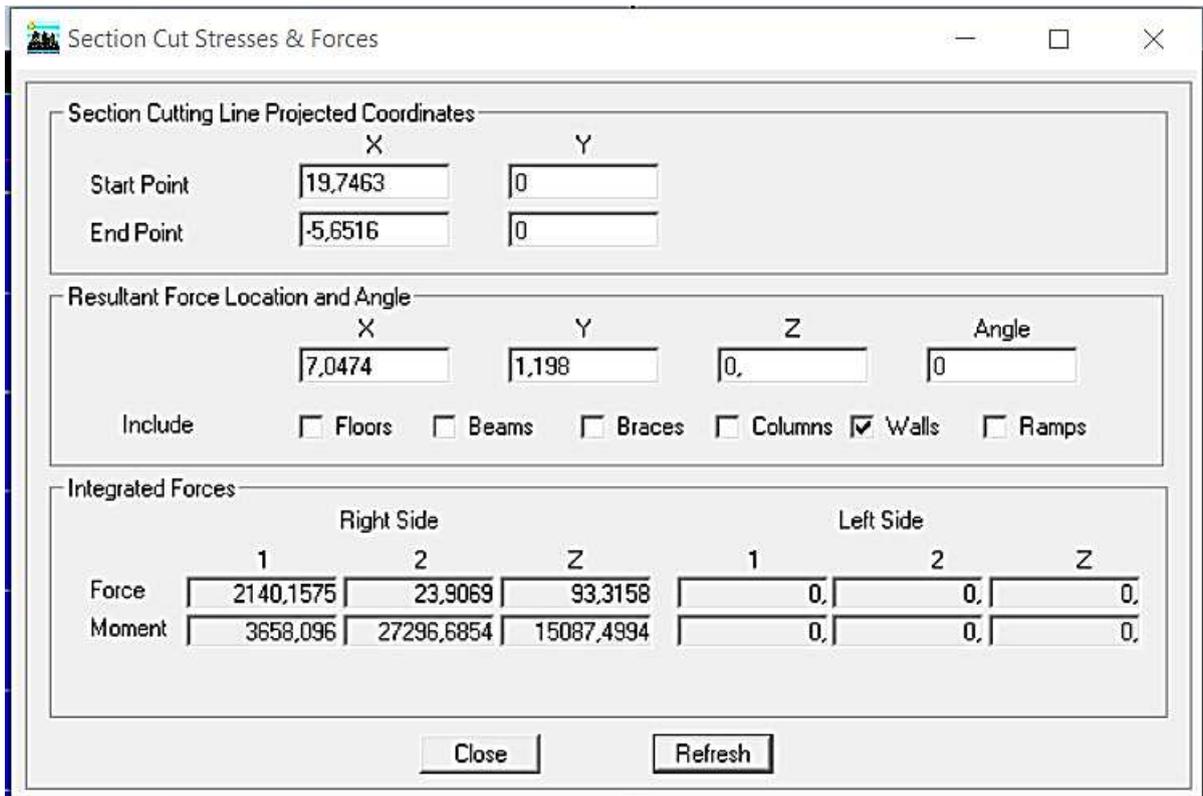
Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	2598,2508	23,4385	7,0351	0,	0,	0,
Moment	520,951	58046,003	17337,3756	0,	0,	0,

Close Refresh

Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (**Force-1**) : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche les cases *columns*, *floors*, *beams*, *braces*, *ramp* et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :



Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles

De même pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison Ex par Ey et relever les valeurs sur la case (Force-2). Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison "ELU" puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z).

❖ **Récapitulatif des résultats :**

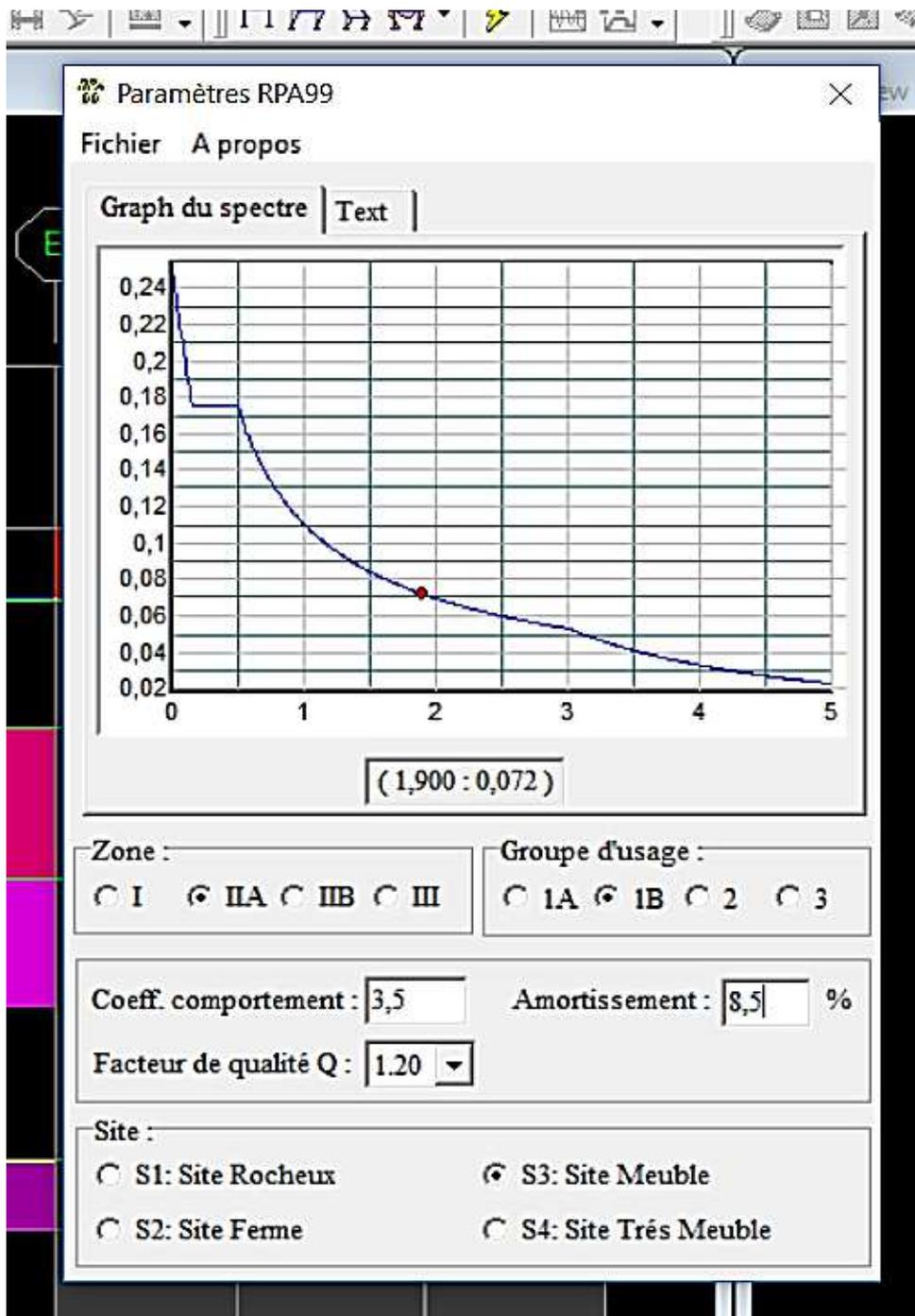
Unités	Forces reprises par les voiles et poteaux		Force reprises par les voiles uniquement	
	[kN]	[%]	[kN]	[%]
Sens Ex	2598,25	100	2140,16	82,37
Sens Ey	2635,97	100	2233,59	84,73
ELU	30081.90	100	14004.68	46.56

**Tableau V .4.1 : Justification du système de contreventement**

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que la majorité des efforts verticaux sont repris par les voiles  $\geq 20\%$

On suppose que les voiles reprennent la totalité des efforts.

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement constitué par des voiles porteurs ; dont le coefficient de comportement  $R=3,5$  ce qui nous a amène à changer le spectre et l'introduire dans ETABS , puis refaire l'analyse.



**V.5.Vérification de l’effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6)**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenues par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V = \frac{Ax Dx Q}{R} W_t \dots \dots \dots \text{Formule (4.1 RPA99)}$$

**-Calcul des paramètres A, D, Q, et R :**

A : coefficient d’accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d’usage 2
  - Zone sismique IIa
- } → A = 0,15 (Annexe1 ; Tab 4.1 RPA99)

D : facteur d’amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d’amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure T.

Il est donné par la formule :

$$D = 2,5 \eta \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec  $T_2$ : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version2003.

$$T_2(S_3) = 0,5 \text{ s}$$

Dans notre cas :  $T_2=0,5s < T_{etabs}=0,925s < 3s$  donc :  $D=2,5\eta (T_2/ T)^{2/3}$

➤ le facteur de correction d’amortissement est donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

$\xi$  (%) est le coefficient d’amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l’importance des remplissages, il est donné par le

Dans notre cas :  $\xi=8.5\%$

D'où  $\eta = 0,81 > 0,7$

condition vérifiée

Alors :  $D=2,5 \times 0,81 \times (0,5/0,924)^{2/3}$

$D = 1,34$

$W_t$  : poids de la structure donné par le

logiciel ETABS  $W_t = 30968.72 \text{ kN}$

**Tableau V.5.1 récapitulatif des résultats**

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,15
Facteur d'amplification dynamique D	1,34
Facteur de qualité Q	1,20
Coefficient de comportement R	3,5
Le poids total de la structure $W_t$ [kN]	30968.65

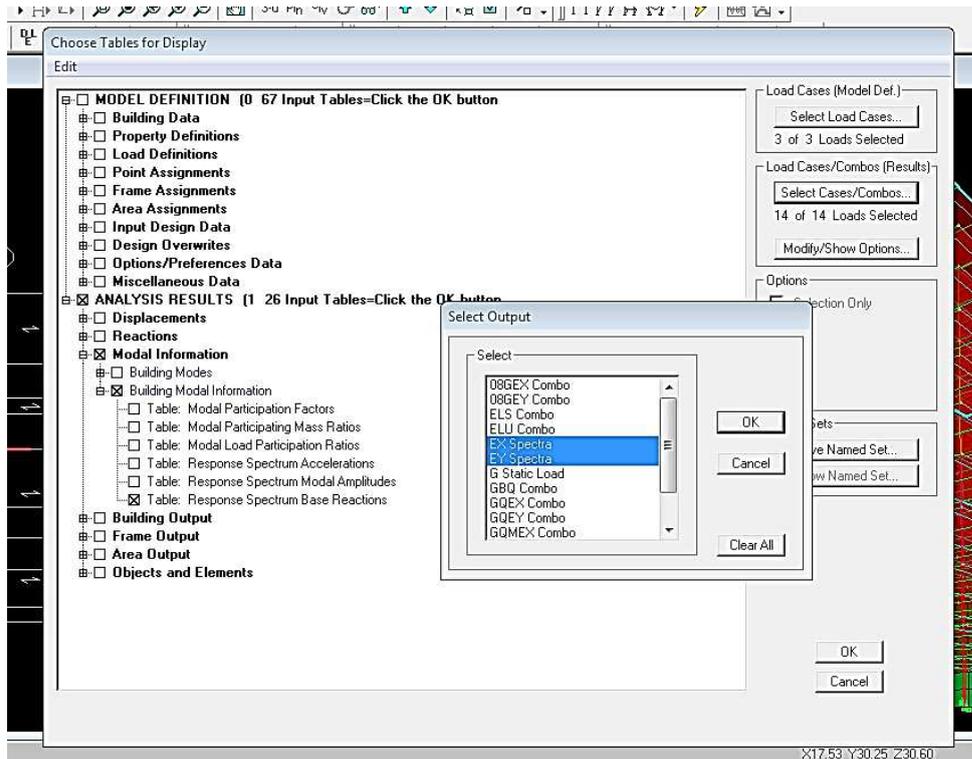
$$V = \frac{0,15 \times 1,34 \times 1,20}{3,5} (30968.65) = 2134.18 \text{ KN}$$

$$V_{RPA} = 2134.18 \text{ KN}$$

➤ **Détermination de l'effort tranchant par ETABS**

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

*display* → *show tables*



Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

***ANALYSIS RESULTS*** → ***modal Information*** → ***building modal information***

Puis on définit les combinaisons Ex et Ey en cliquant sur :

***Select cases/combos...*** → ***OK*** → ***OK***

Les résultats s'afficheront comme suit :

Response Spectrum Base Reactions

Edit View

Response Spectrum Base Reactions									
	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
▶	EX	1	U1	14,37	185,33	0,00	-4509,212	351,275	1795,4
	EX	2	U1	2334,87	-186,50	0,00	4526,492	57129,297	-22790,1
	EX	3	U1	37,77	-0,32	0,00	7,943	940,800	-350,6
	EX	4	U1	0,01	3,29	0,00	-19,925	0,115	34,05
	EX	5	U1	1036,17	-3,05	0,00	24,106	6789,760	-9180,8
	EX	6	U1	25,22	0,08	0,00	-0,883	166,855	-218,5
	EX	7	U1	0,00	1,18	0,00	-4,740	0,015	12,25
	EX	8	U1	480,88	-1,27	0,00	5,259	2036,683	-4331,8
	EX	9	U1	11,32	0,07	0,00	-0,245	46,789	-107,0
	EX	10	U1	0,00	0,90	0,00	-2,302	0,015	9,275
	EX	11	U1	246,79	-0,97	0,00	2,638	698,281	-2159,5
	EX	12	U1	2,48	0,03	0,00	-0,079	7,069	-16,48
	EX	All	All	2636,89	21,76	0,00	523,259	58079,276	23540,2
	EY	1	U2	182,06	2348,14	0,00	-57130,458	4450,551	22747,6
	EY	2	U2	-183,21	14,63	0,00	-355,172	-4482,654	1788,2
	EY	3	U2	-0,32	0,00	0,00	-0,067	-7,918	2,957
	EY	4	U2	3,23	1032,41	0,00	-6253,476	36,060	10687,1
	EY	5	U2	3,00	0,01	0,00	0,070	19,651	26,67

Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{x\text{dyn}} = F_1 = 2636.89 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{dyn}} = F_2 = 2635.35 \text{ KN}$$

#### ❖ Comparaison des résultats

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente.

Il est rappelé que :  $0,8V_{RPA} = 1707.34 \text{ KN}$

- **Sens longitudinal :**

$$V_{x\text{dyn}} = 2636.89 \text{ KN} \geq 80\% V_{RPA} = 1707.34 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- **Sens transversal :**

$$V_{y\text{dyn}} = 2635.35 \text{ KN} \geq 80\% V_{RPA} = 1707.34 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

### V.6. Vérification des déplacements relatifs

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du RPA 99, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $k$  « $\Delta_k$ » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad (\text{RPA 99 formule 4-19})$$

$\delta_{ek}$ : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

**R** : coefficient de comportement

$\delta_{kx}$ : déplacement longitudinal d'un niveau « $i$ » par rapport à la base de la structure.

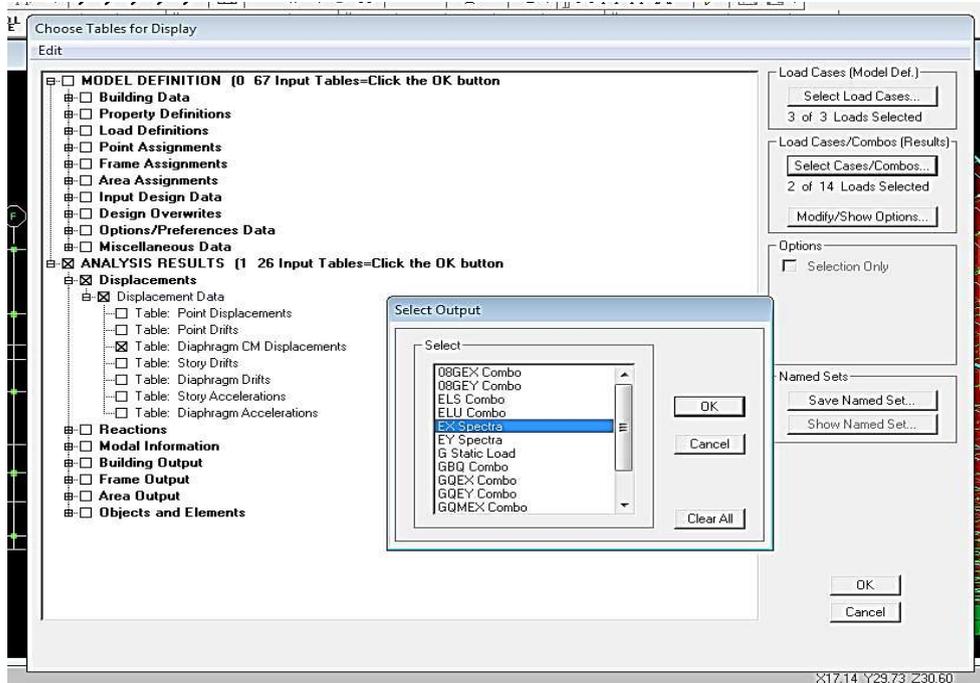
$\delta_{ky}$ : déplacement transversal d'un niveau « $i$ » par rapport à la base de la structure.

$\Delta K_y = K_{yi} - K_{y(i-1)}$  : déplacement horizontal suivant le sens longitudinal relatif au niveau « $K$ » par rapport au niveau « $K-i$ » (**formule 4.20 RPA99**)

$H_e$  : hauteur de l'étage considéré.

- **Dans le sens longitudinal**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : *Display* → *show tables*  
 Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



*ANALYSIS RESULTS* → *Displacement Data* → *table : Diaphragm CM displacement*

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :

*Select cases/combos...* → 2 fois sur **OK**

- **Dans le sens transversal**

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur :

*Select cases/combos...* → 2 fois sur **OK**

- **Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions :**

Tableau V.6.1: Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens

Story	Diaphragm	$\delta_{kx}$ [m]	$\delta_{ky}$ [m]	$\Delta Kx$	$\Delta Ky$	1%He	conclusion
STORY11	D11	0.0344	0.0361	0.0002	0.0014	0.0306	cv
STORY10	D10	0.0346	0.0347	0.0045	0.0043	0.0306	cv
STORY9	D9	0.0301	0.0304	0.0045	0.0044	0.0306	cv
STORY8	D8	0.0256	0.0260	0.0045	0.0044	0.0306	cv
STORY7	D7	0.0211	0.0216	0.0045	0.0043	0.0306	cv
STORY6	D6	0,0168	0.0173	0.0043	0.0041	0.0306	cv
STORY5	D5	0.0127	0.0132	0.0041	0.0038	0.0306	cv
STORY4	D4	0.0089	0.0094	0.0038	0.0034	0.0306	cv
STORY3	D3	0.0065	0.006	0.0024	0.0027	0.0306	cv
STORY2	D2	0.003	0.0033	0.0019	0.0021	0.0306	cv
STORY1	D1	0.0011	0.0012	0.0011	0.0012	0.0306	cv

**Conclusion :**

D'après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée

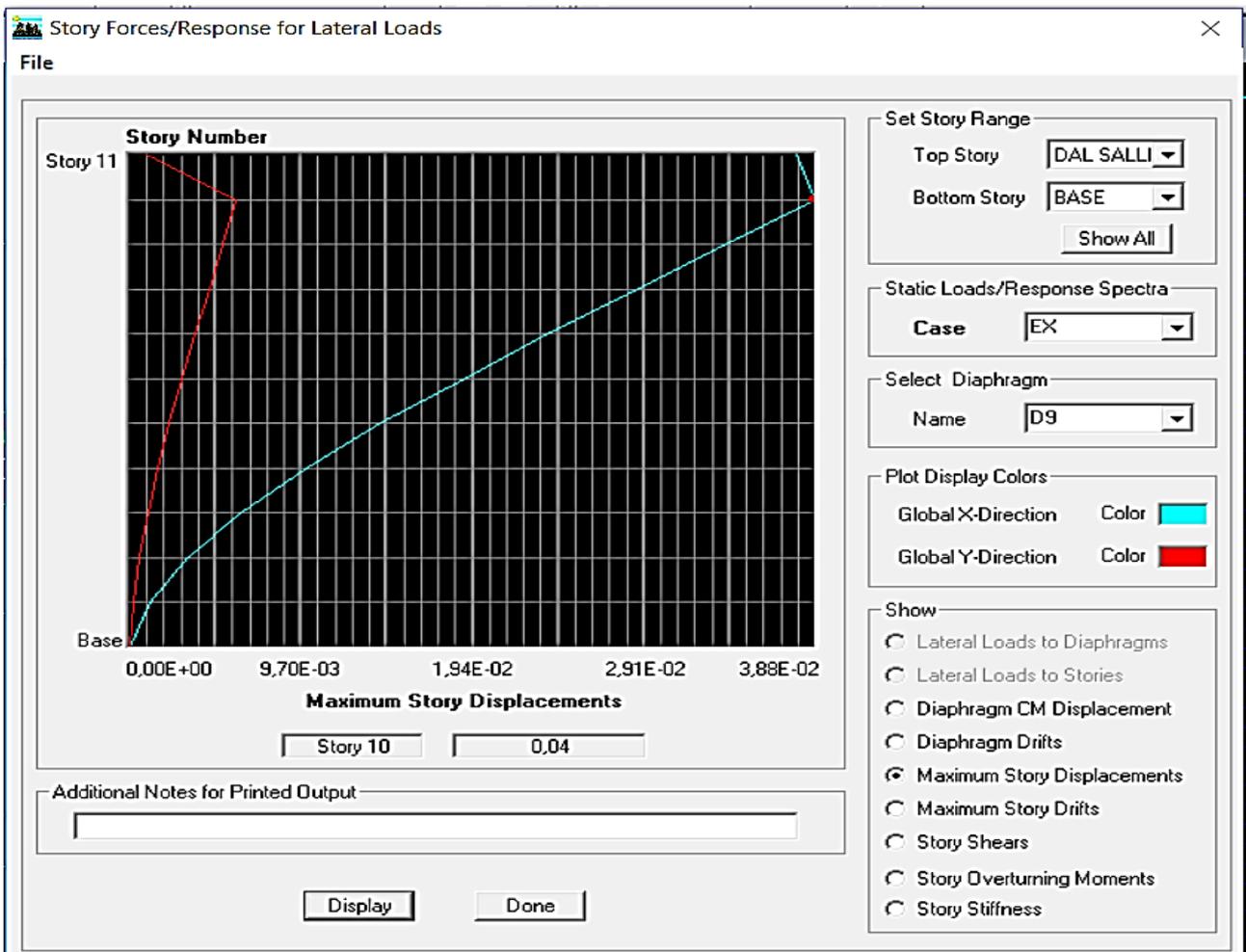
**V.7-Vérification du déplacement maximal de la structure**

Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible  $f_{adm}$

$$f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{34,62}{500} = 0,069 \text{ m (ART B.6.5,3 /BAEL91)}$$

❖ **Détermination du déplacement maximal avec ETABS**• **Dans le sens longitudinal**

On suit le cheminement suivant : **Display** → **Show Story Response Plots..** La fenêtre suivante s'affiche et doit être complétée comme indiquée sur l'image :



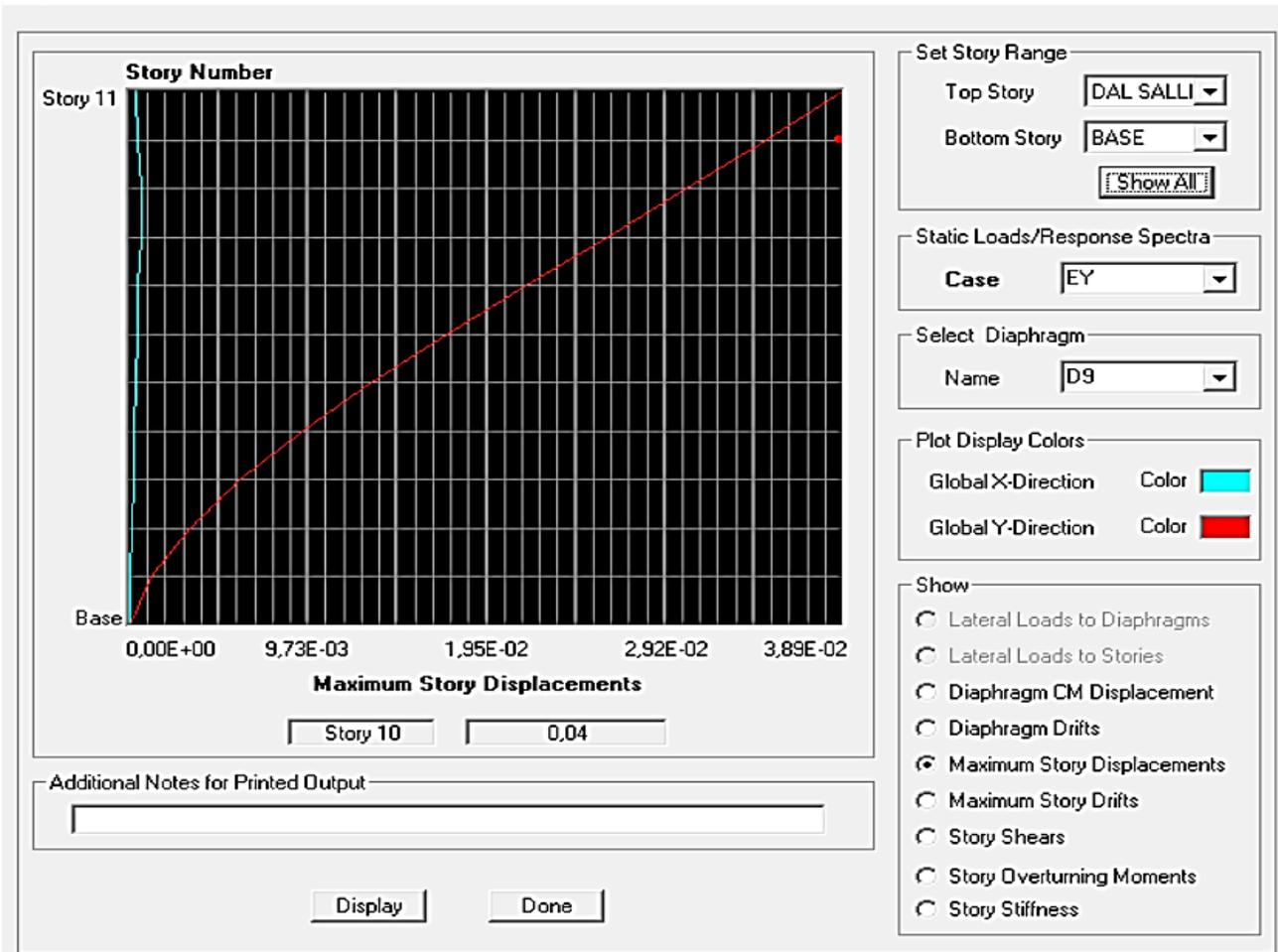
Puis, on clique sur *display*

Après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée.

- **Dans le sens transversal**

De même, on remplace la direction Ex par Ey, et on relève la valeur du déplacement suivant cette direction telle qu'elle est montrée sur la fenêtre suivante :

File



❖ Résultats trouvés :

- ✓ Déplacement maximal suivant (x-x) : 0.04m
- ✓ Déplacement maximal suivant (y-y) : 0.04m
- ✓ Flèche admissible : 0.069m

**Conclusion:**

Les déplacements maximaux sont inférieurs à la flèche admissible, donc la condition vis-à-vis la flèche est vérifiée.

**V.8-Justification vis-à-vis de l'effetP-Delta**

L'effet P-Delta ou effet de 2<sup>ème</sup> ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous lesniveaux:  $\theta \leq 0.1$

$$\theta = \frac{P_K x \Delta_k}{V_K x h_K}$$

$P_k$ : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau « k »

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau

«k-1 »  $h_k$  : hauteur de l'étage « k »

**Tableau V.8.1: Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta**

Selon x-x

Story	P	$\Delta Kx$	VX	h	A=P* $\Delta Kx$	B=VX*h	$\Theta = A/B$	conditions	conclusions
DAL SALLE MACH	215,24	0,002	38,76	3,06	0,43048	118,6056	0,00362951	$\leq 0,1$	CV
ETAGE9	4381,66	0,0045	827,06	3,06	19,71747	2530,8036	0,00779099	$\leq 0,1$	CV
ETAGE8	7168,47	0,0045	1203,27	3,06	32,258115	3682,0062	0,00876102	$\leq 0,1$	CV
ETAGE7	9960,86	0,0045	1488,43	3,06	44,82387	4554,5958	0,00984146	$\leq 0,1$	CV
ETAGE6	12832,82	0,0045	1735,21	3,06	57,74769	5309,7426	0,0108758	$\leq 0,1$	CV
ETAGE5	15704,77	0,0043	1947,97	3,06	67,530511	5960,7882	0,01132912	$\leq 0,1$	CV
ETAGE4	18576,72	0,0041	2136,18	3,06	76,164552	6536,7108	0,01165182	$\leq 0,1$	CV
ETAGE3	21540,48	0,0038	2303,37	3,06	81,853824	7048,3122	0,01161325	$\leq 0,1$	CV
ETAGE2	24504,23	0,0024	2444,79	3,06	58,810152	7481,0574	0,00786121	$\leq 0,1$	CV
ETAGE1	27467,99	0,0019	2560,22	3,06	52,189181	7834,2732	0,00666165	$\leq 0,1$	CV
RDC	30968,71	0,001	2636,89	4,08	30,96871	10758,5112	0,00287853	$\leq 0,1$	CV

Selon y-y

Story	P	$\Delta ky$	Vy	h	A=P* $\Delta ky$	B=Vy*h	$\Theta = A/B$	conditions	conclusions
DAL SALLE MACH	215,24	0,0014	38,65	3,06	0,301336	118,269	0,00254789	$\leq 0,1$	CV
ETAGE9	4381,66	0,0043	815,78	3,06	18,841138	2496,2868	0,00754767	$\leq 0,1$	CV
ETAGE8	7168,47	0,0044	1193,77	3,06	31,541268	3652,9362	0,0086345	$\leq 0,1$	CV
ETAGE7	9960,86	0,0044	1478,85	3,06	43,827784	4525,281	0,0096851	$\leq 0,1$	CV
ETAGE6	12832,82	0,0043	1724,39	3,06	55,181126	5276,6334	0,01045764	$\leq 0,1$	CV
ETAGE5	15704,77	0,0041	1937,32	3,06	64,389557	5928,1992	0,01086157	$\leq 0,1$	CV
ETAGE4	18576,72	0,0038	2125,91	3,06	70,591536	6505,2846	0,01085141	$\leq 0,1$	CV
ETAGE3	21540,48	0,0034	2294,89	3,06	73,237632	7022,3634	0,0104292	$\leq 0,1$	CV
ETAGE2	24504,23	0,0027	2438,55	3,06	66,161421	7461,963	0,00886649	$\leq 0,1$	CV
ETAGE1	27467,99	0,0021	2555,5	3,06	57,682779	7819,83	0,00737647	$\leq 0,1$	CV
RDC	30968,71	0,0012	2635,39	4,08	37,162452	10752,3912	0,0034562	$\leq 0,1$	CV

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux :  $\theta \leq 0,1$

**V.9- Spécification pour les poteaux:**

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3 \quad \text{avec : } N_d : \text{Effort normal dans les poteaux}$$

$B_c$  : Section du poteau

- **Poteaux 45x45 :**

$$N_d = 1305,27 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1305,97 \cdot 10^3}{450 \cdot 450 \cdot 25} = 0,26 \leq 0,3 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux 40x40 :**

$$N_d = 1162,94 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1162,94 \cdot 10^3}{400 \cdot 400 \cdot 25} = 0,29 \leq 0,3 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux 35x35 :**

$$N_d = 775,37 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{775,37 \cdot 10^3}{350 \cdot 350 \cdot 25} = 0,25 \leq 0,3 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux 30x30 :**

$$N_d = 570,05 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{570,065 \cdot 10^3}{300 \cdot 300 \cdot 25} = 0,25 \leq 0,3 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**CONCLUSION**

Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, nous allons donc passer au ferrailage de la structure.



## VI.1. Ferrailage des poteaux :

### INTRODUCTION

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.48	1	400	400

Tableau VI.1.1 : caractéristiques mécaniques des matériaux

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal ( $N_{max}$ ) et moment correspondant ( $M_{correspondant}$ ).
- effort normal minimal ( $N_{min}$ ) et le moment correspondant ( $M_{correspondant}$ ).
- moment fléchissant maximal ( $M_{max}$ ) et l'effort normal correspondant ( $N_{correspondant}$ ).

- **Recommandation du RPA 99/Version 2003**

- a) **Armatures longitudinales**

D'après le RPA99/version 2003 (**Art 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique **I Ia** est limité à:

- ✓ Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.
- ✓ Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

Section des Poteaux (cm <sup>2</sup> )	Percentage minimal	Percentage maximal (cm <sup>2</sup> )	
	$A_{min}=0,8\% b h$ (cm <sup>2</sup> )	Zone de Recouvrement $A_{max}=6\% b h$	Zone courante $A_{max}=4\% b h$
(45x45)	16,20	121,5	81
(40 x 40)	12,8	96	64
(35 x 35)	9,8	73,5	49
(30 x 30)	7,2	54	36

Tableau Tableau VI.1.2 Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

### VI.1.1. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

- Les efforts internes dans les poteaux :

Les valeurs des efforts dans le sens le plus défavorable sont résumées dans le tableau ci-dessous selon les différentes combinaisons :

**X-X**

Niveau	Section	Sollicitation	Combinaison	N [KN]	M [KN.m]
RDC	45 × 45	N <sup>max</sup>	ELU	-1796,11	-0,295
		N <sup>min</sup>	0,8GE	-239,82	-1,371
		N <sup>corres</sup>	ELU	-1273,81	35,125
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage	40 × 40	N <sup>max</sup>	ELU	-1599,36	-0,448
		N <sup>min</sup>	0,8GE	-133,84	-0,721
		N <sup>corres</sup>	ELU	-284,42	-29,768
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	35 × 35	N <sup>max</sup>	ELU	-1065,57	-1,23
		N <sup>min</sup>	0,8GE	-58,56	0,015
		N <sup>corres</sup>	GQE	-129,97	29,447
,9 <sup>ème</sup> étage	30 × 30	N <sup>max</sup>	ELU	-570,05	-1,39
		N <sup>min</sup>	0,8GE	-0,43	-0,068
		N <sup>corres</sup>	GQE	-88,69	35,408

Tableau VI.1.3: Efforts internes dans les poteaux.

y-y

Niveau	Section	Sollicitation	Combinaison	N [KN]	M [KN.m]
RDC	45 × 45	N <sup>max</sup>	ELU	-1796,11	-2,829
		N <sup>min</sup>	0,8GE	-239,82	-2,829
		N <sup>corres</sup>	ELU	-239,82	12,077
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage	40 × 40	N <sup>max</sup>	ELU	-1599,36	-1,513
		N <sup>min</sup>	0,8GE	-133,84	-1,513
		N <sup>corres</sup>	ELU	-133,84	10,434
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	35 × 35	N <sup>max</sup>	ELU	-1065,57	-4,399
		N <sup>min</sup>	0,8GE	-58,56	0,015
		N <sup>corres</sup>	GQE	-660,49	15,752
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> étage	30 × 30	N <sup>max</sup>	ELU	-570,05	-6,165
		N <sup>min</sup>	0,8GE	-0,43	-1,718
		N <sup>corres</sup>	GQE	-231,42	22,586

Tableau VI.1.4: Efforts internes dans les poteaux.

a) Ferraillage longitudinal des poteaux x-x

Niveau	Section	Sollicitation	N [KN]	M [KN. m]	nature	$A_{inf}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{sup}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ]	ferraillage	$A_{adopté}$ [cm <sup>2</sup> ]
RDC	45 × 45	N <sup>max</sup>	-1796,11	-0,295	SEC	0	0	16,20	4HA20+4H16	20,61
		N <sup>min</sup>	-239,82	-1,371	SEC	0	0			
		N <sup>corres</sup>	-1273,81	35,125	SEC	0	0			
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage	40 × 40	N <sup>max</sup>	-1599,36	-0,448	SEC	0	0	12,8	4HA16+4HA14	14,2
		N <sup>min</sup>	-133,84	-0,721	SEC	0	0			
		N <sup>corres</sup>	-284,42	-29,768	SEC	0	0			
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	35 × 35	N <sup>max</sup>	-1065,57	-1,23	SEC	0	0	9,8	4HA12+4HA14	10,68
		N <sup>min</sup>	-58,56	0,015	SEC	0	0			
		N <sup>corres</sup>	-129,97	29,447	SET	0,69	0			
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> étage	30 × 30	N <sup>max</sup>	-570,05	-1,39	SEC	0	0	7,2	8HA12	9,05
		N <sup>min</sup>	-0,43	-0,068	SEC	0	0			
		N <sup>corres</sup>	-88,69	35,408	SEC	2,28	0			

Tableau VI.1.5: Calcul des armatures pour les poteaux

## b) Ferrailage transversale des poteaux y-y

Niveau	Section	Sollicitation	N [KN]	M [KN. m]	nature	$A_{inf}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{sup}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ]	ferrailage	$A_{adopté}$ [cm <sup>2</sup> ]
RDC	45 × 45	N <sup>max</sup>	-1796,11	-2,829	SEC	0	0	16,20	4HA20+4H16	20.61
		N <sup>min</sup>	-239,82	-2,829	SEC	0	0			
		N <sup>corres</sup>	-239,82	12,077	SEC	0	0			
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> étage	40 × 40	N <sup>max</sup>	-1599,36	-1,513	SEC	0	0	12.8	4HA16+4HA14	14,2
		N <sup>min</sup>	-133,84	-1,513	SEC	0	0			
		N <sup>corres</sup>	-133,84	10,434	SEC	0	0			
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> étage	35 × 35	N <sup>max</sup>	-1065,57	-4,399	SEC	0	0	9,8	4HA12+4HA14	10,68
		N <sup>min</sup>	-58,56	0,015	SEC	0	0			
		N <sup>corres</sup>	-660,49	15,752	SET	0	0			
05 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> étage	30 × 30	N <sup>max</sup>	-570,05	-6,165	SEC	0	0	7,2	8HA12	9,05
		N <sup>min</sup>	-0,43	-1,718	SEC	0	0.24			
		N <sup>corres</sup>	-231,42	22,586	SEC	2.28	0			

Tableau VI.1.6: Calcul des armatures pour les poteaux

## VI.1.2. Vérifications à L'ELU :

## a. Armatures longitudinales selon les recommandations du RPA

[Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003] :

- les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets aux extrémités.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton en zone II<sub>a</sub> sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Section des Poteaux (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage minimal $A_{\min}=0,8\% b h$ (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage maximal (cm <sup>2</sup> )	
		Zone de Recouvrement $A_{\max}=6\% b h$	Zone courante $A_{\max}=4\% b h$
(45x45)	16,20	121,5	81
(40 x 40)	12,8	96	64
(35 x 35)	9,8	73,5	49
(30 x 30)	7,2	54	36

Tableau VI.1.7 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

- Le diamètre minimum est de **12 mm**.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau  $\leq 25$  cm.
- Délimitation de la zone nodale

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \right\}$$

$$L' = 2 \times h$$

Avec :

- $h_e$ : Hauteur de l'étage, elle est de **3,06m** pour tous les étages

-( $b_1, h_1$ ): dimensions du poteau.

- $h$  : hauteur de la poutre.

- Poteaux (**45×45**) :  $h' = 68\text{cm}$ .

- Poteaux (**40×40**) :  $h' = 60\text{cm}$ .

- Poteaux (**35×35**) :  $h' = 60\text{cm}$ .

- Poteaux (**30×30**) :  $h' = 60\text{cm}$ .

Poutre principale :  $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$ .

Poutre secondaire :  $L' = 2 \times 30 = 60\text{cm}$

### b. Armatures transversales selon les recommandations du RPA

[Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003] :

- **Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99)**

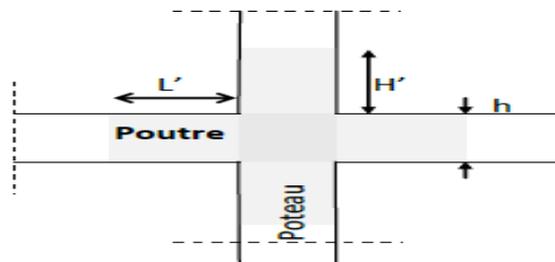


Figure.VI.1.1 : zone nodale dans le poteau.

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.

$$\varnothing_t = \frac{\varnothing_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \quad \text{soit :} \quad \varnothing_t = \mathbf{8 \text{ mm}}$$

Avec :

$\varnothing_l$ : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

Nous adopterons des cadres de section :  $A_t = 2,01\text{cm}^2 = 4\text{HA8}$ .

• **Vérification de la quantité d'armatures :**

La quantité minimale d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0,3 \% \times S_t \times b \quad \text{si: } \lambda_g \geq 5$$

Interpoler entre les deux valeurs limites si:  $3 \leq \lambda_g \leq 5$

$L_f = 0.7 l_0$   $l_0$  : c'est la hauteur du poteau.

Section des poteaux des différents niveaux	hauteur libre du poteau	$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$	$\rho_a$
45×45	$L_0 = 4,08\text{m}$	6,346	2,5
40×40	$L_0 = 3,06\text{ m}$	5,355	2,5
35×35	$L_0 = 3,06\text{ m}$	6,12	2,5
30×30	$L_0 = 3,06\text{ m}$	7,14	2,5

**Tableau VI.1.8: coefficients correcteurs " $\rho_a$ " en fonction de l'élanement géométrique du poteau " $\lambda_g$ "**

Poteaux	$A_t^{\min} [\text{cm}^2]$		$A_{\text{adoptée}} [\text{cm}^2]$	Observation	
	Zone courante $S_t = 15\text{cm}$	Zone nodale $S_t = 10\text{cm}$		Zone courante	Zone nodale
45×45	2,025	1,35	3,02	CV	CV
40×40	1,8	1,2	2,01	CV	CV
35×35	1,575	1,2	2,01	CV	CV

30×30	1,35	0,9	2,01	CV	CV
-------	------	-----	------	----	----

Tableau VI.1.9: Quantité minimale d'armatures transversales.

**Conclusion :**

Les armatures transversales des poteaux (45×45) seront composées de 2 cardes Ø8

$A_t = 3,02 \text{ cm}^2$ , des poteaux (40×40), (35×35) et (30×30) seront composées de 2 cardes Ø8

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

**c. Vérification au cisaillement :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite  $\bar{\tau}_{bu}$ .

$$\text{Avec : } \tau_{bu} = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Selon le RPA :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad [\text{Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003}]$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Selon le BAEL :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} [\text{Art A.5.1,211/BAEL 91}]$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Section	$V_u$ [KN]	$\tau_{bu}$	$\rho_d$	$\bar{\tau}_{bu}$ (RPA) [MPa]	$\bar{\tau}_{bu}$ (BAEL) [MPa]	observation
45×45	43,42	0,23	0,075	1,875	3,33	Condition vérifiée
40×40	33,05	0,223	0,075	1,875	3,33	Condition vérifiée

35×35	26,77	0,239	0,075	1,875	3,33	Condition vérifiée
30×30	51,91	0,641	0,075	1,875	3,33	Condition vérifiée

**Tableau VI.1.10: Vérification des contraintes tangentielles.**

**a. Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221)**

Pour le  $\emptyset 20 \rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 2,0 = 80 \text{ cm}$

Pour le  $\emptyset 16 \rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$

Pour le  $\emptyset 14 \rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$

Pour le  $\emptyset 12 \rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$

**VI.1.3. Vérification à L'ELS :**

**a. Condition de non fragilité :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

Avec :  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ .

x-x

Niveau	Section	Sollicitation	$N_s$ [KN]	$M_s$ [KN.m]	$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{adoptée}$ [cm <sup>2</sup> ]	Observation
RDC	45 × 45	$N^{max}$	1305,97	-0,218	5.7	20.61	Condition Vérifiée
		$N^{min}$	292,26	-1,665	6.008		
		$N^{corres}$	919,95	25,296	7,38		
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage	40 × 40	$N^{max}$	1162,94	-0,328	4,41	14,2	Condition Vérifiée
		$N^{min}$	163,32	-0,878	4,63		
		$N^{corres}$	208,28	21,565	3,24		
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	35 × 35	$N^{max}$	775,37	-0,895	3,36	10,68	Condition Vérifiée
		$N^{min}$	71,69	-0,057	3,35		
		$N^{corres}$	-95,31	21,565	3,34		
, 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> étage	30 × 30	$N^{max}$	415,77	-0,959	3.19	9,05	Condition Vérifiée
		$N^{min}$	0,75	-0,133	0.359		
		$N^{corres}$	0,17	39,465	0.855		

Tableau VI.1.11: vérification de la condition de non fragilité.

y-y

Niveau	Section	Sollicitation	$N_s$ [KN]	$M_s$ [KN.m]	$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{adoptée}$ [cm <sup>2</sup> ]	Observation
RDC	45 × 45	$N^{max}$	1305,97	-0,386	5.62	20.61	Condition Vérifiée
		$N^{min}$	292,26	0,985	5.76		
		$N^{corres}$	650,12	8,802	6.31		
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage	40 × 40	$N^{max}$	1162,94	-1,401	4,47	14,2	Condition Vérifiée
		$N^{min}$	163,32	1,328	4,78		
		$N^{corres}$	819,19	7,58	4,84		
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	35 × 35	$N^{max}$	775,37	-3,191	3.46	10,68	Condition Vérifiée
		$N^{min}$	71,69	0,017	3.24		
		$N^{corres}$	481,2	11,449	4.63		
, 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> étage	30 × 30	$N^{max}$	415,77	-4,477	2,81	9,05	Condition Vérifiée
		$N^{min}$	7,48	0,015	2,46		
		$N^{corres}$	169,99	16,438	0,55		

Tableau VI.1.12: vérification de la condition de non fragilité.

**b. État limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

**c. Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91):**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles

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

**Remarque :**

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel (SOCOTEC)

Niveau	Section	Sollicitation	$N_s$ [KN]	$M_s$ [KN.m]	$e_s$ [m]	Observation	$\sigma_{bsup}$ [MPa]	$\sigma_{binf}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\sigma_{ssup}$ (MPa)	$\sigma_{sinf}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Vérification
RD	45 × 45	$N^{max}$	1305,97	-0,218	0,000169	SEC	5,93	5,96	15	89	89,4	400	CV
		$N^{min}$	292,26	-1,665	0,0057	SEC	1,23	1,42		18,7	21,1		CV
		$N^{corres}$	919,95	25,296	0,027	SEC	5,43	2,76		78,8	44,1		CV
RDC, 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage	40 × 40	$N^{max}$	1162,94	-0,328	0,00028	SEC	6,69	6,74		100,3	101		CV
		$N^{min}$	163,32	-0,878	0,0054	SEC	0,87	1,01		13,2	15		CV
		$N^{corres}$	208,28	21,565	0,0104	SPC	3,13	0		42,5	-8,3		CV
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	35 × 35	$N^{max}$	775,37	-0,895	0,00115	SEC	5,74	5,96		86,4	89,1		CV
		$N^{min}$	71,69	-0,057	0,00079	SEC	0,53	0,55		8,03	8,2		CV
		$N^{corres}$	-95,31	21,565	0,226	SPC	4,66	0		54,3	-96,6		CV
7 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> étage	30 × 30	$N^{max}$	415,77	-0,959	0,0023	SEC	4	4,35		60,5	64,8		CV
		$N^{min}$	0,75	-0,133	0,177	SPC	0	0,09		-4,16	0,72		CV
		$N^{corres}$	-59,17	39,465	0,667	SEC	6,34	0		60,8	213,6		CV

Tableau VI.1.13: Vérification des contraintes. x-x

Niveau	Section	Sollicitation	$N_s$ [KN]	$M_s$ [KN.m]	$e_s$ [m]	Observation	$\sigma_{bsup}$ [MPa]	$\sigma_{binf}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\sigma_{ssup}$ (MPa)	$\sigma_{sinf}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Vérification
RD	45 × 45	$N^{max}$	1305,97	-0,386	0,00029	SEC	5,93	5,97	15	89	89.6	400	CV
		$N^{min}$	292,26	0,985	0,0034	SEC	1,38	1.27		20,6	19.2		CV
		$N^{corres}$	650,12	8,802	0,013	SEC	3,41	2.46		50,3	37.8		CV
RDC, 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage	40 × 40	$N^{max}$	1162,94	-1,401	0,0012	SEC	6,6	6.82		99,2	102		CV
		$N^{min}$	163,32	1,328	0,0081	SEC	1,04	0.83		15,4	12.7		CV
		$N^{corres}$	819,19	7,58	0,0092	SEC	5,3	4.08		78,2	62.6		CV
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	35 × 35	$N^{max}$	775,37	-3,191	0,0041	SEC	5,45	6.62		82,8	92.3		CV
		$N^{min}$	71,69	0,017	0,00024	SEC	0,54	0,54		8,16	8.11		CV
		$N^{corres}$	481,2	11,449	0,024	SEC	4,83	2.23		69,1	36.8		CV
7 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> étage	30 × 30	$N^{max}$	415,77	-4,477	0,011	SEC	3,38	5.07	53,2	73.5	CV		
		$N^{min}$	7,48	0,015	0.002	SEC	0,08	0.07	1,19	1.12	CV		
		$N^{corres}$	169,99	16,438	0,097	SPC	6,49	0	80,4	-54,3	CV		

Tableau VI.1.14: Vérification des contraintes. y-y

Schéma de ferraillage des poteaux :

➤ Poteaux (45×45) :

-Les armatures longitudinales :  $4HA20 + 4HA16 = 14,2\text{cm}^2$

-Les armatures transversales :  $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

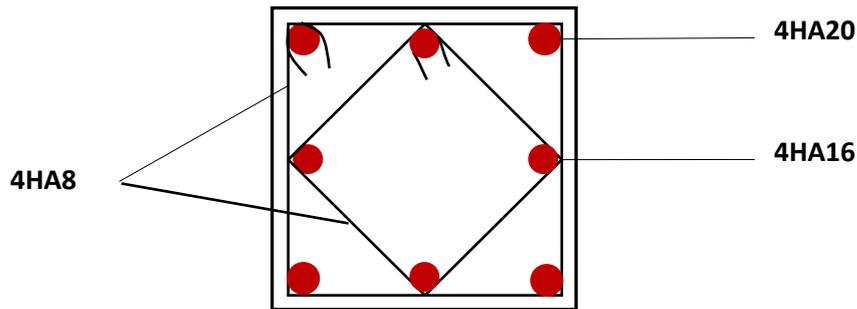


Figure.VI.1.2: Ferraillage Poteau 45x45

➤ Poteaux (40×40) :

-Les armatures longitudinales :  $4HA16 + 4HA14 = 14,2\text{cm}^2$

-Les armatures transversales :  $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

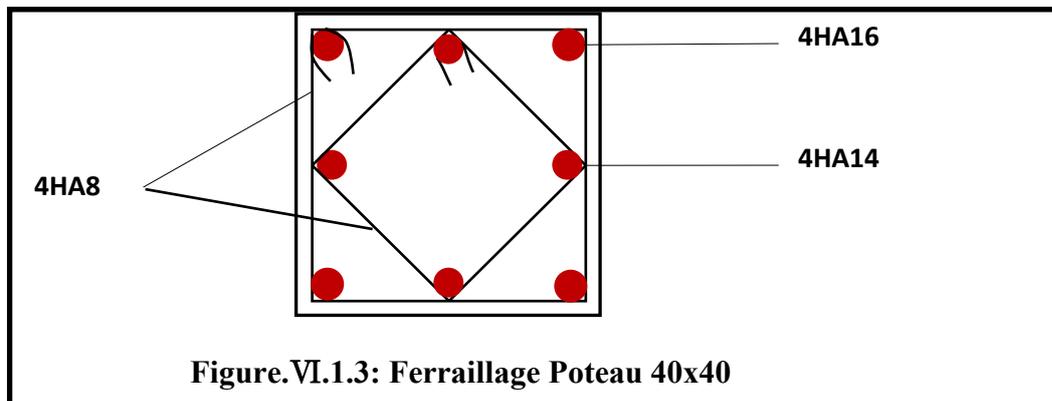
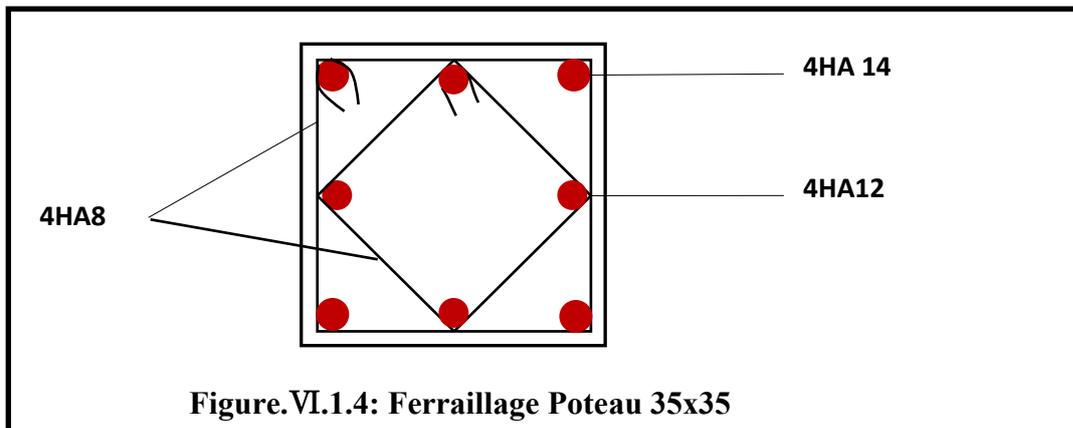


Figure.VI.1.3: Ferraillage Poteau 40x40

➤ **Poteaux (35×35) :**

-Les armatures longitudinales :  $4HA14 + 4HA12 = 10,68\text{cm}^2$

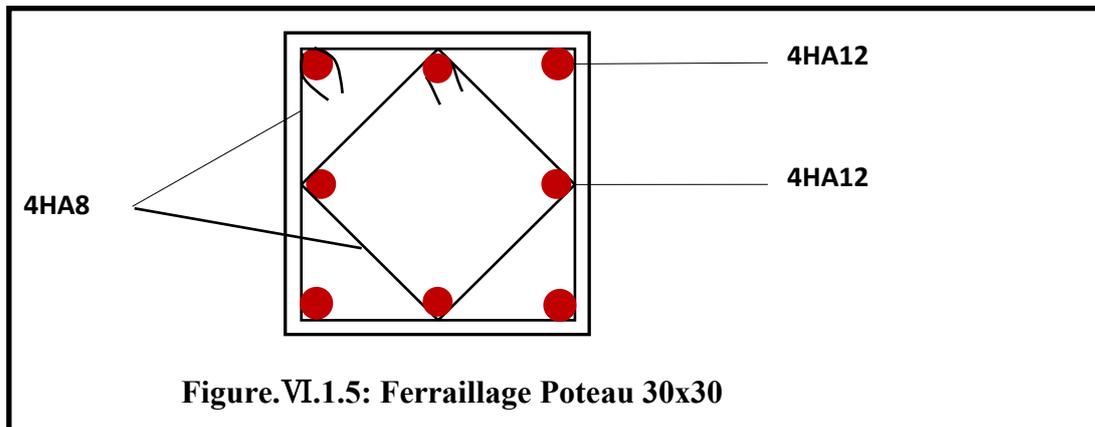
-Les armatures transversales :  $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$



➤ **Poteaux (30×30) :**

-Les armatures longitudinales :  $4HA12 + 4 HA12 = 9,05 \text{ cm}^2$

-Les armatures transversales :  $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$



**VI.2. Ferraillage des poutres :**

Le ferraillage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis on procédera à une vérification à l'état limite de service (ELS).

Le ferraillage des poutres sera déterminé en flexion des moments fléchissant max, qui seront données par les combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{matrix} G+Q\pm E \\ 0,8G\pm E \end{matrix} \right\} \longrightarrow \text{Aux appuis}$$

$$1,35G+1,5Q \longrightarrow \text{En travées}$$

**VI.2.1. Calcul des armatures à l'ELU :**

**Armatures longitudinales :** elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

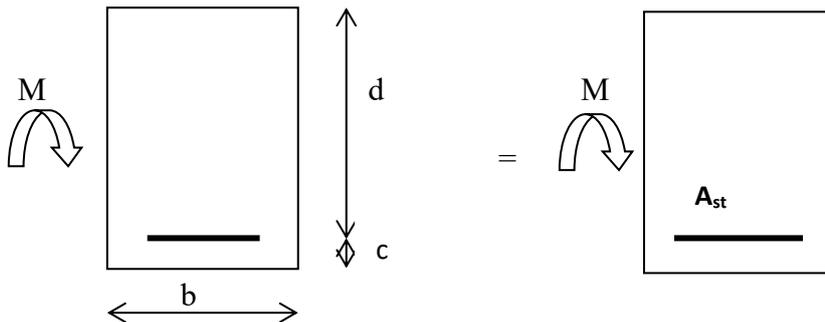
$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}}$$

Avec :  $f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2\text{MPa}$

Pour les feE400 on a :  $\mu_1=0,392$

**1<sup>er</sup> cas :**

$\mu \leq \mu_1 = 0,392 \rightarrow$  les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $\rightarrow A_{sc}=0$



$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

Avec:  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$

$\gamma_s=1,5 \rightarrow$  Cas général.

$\gamma_s = 1,15 \rightarrow$  Cas accidentel.

$f_e=400\text{MPa}$

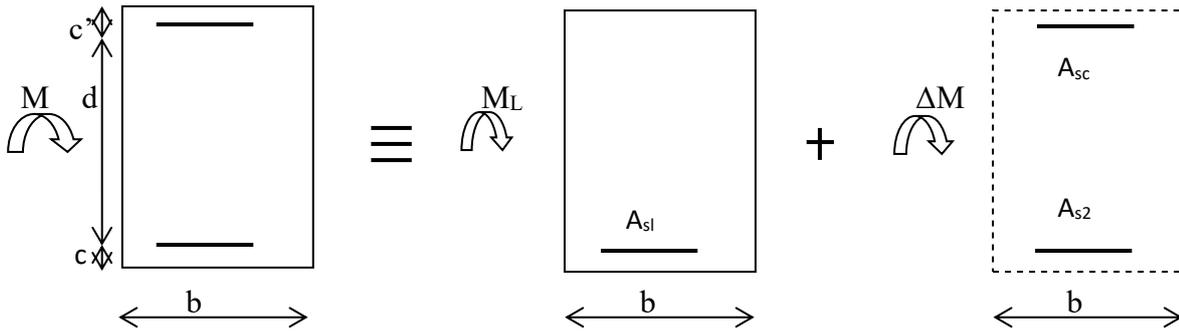
$A_{st}$  : section d'acier tendue

$d$  : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus

**2<sup>ème</sup> cas :**

$\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$  la section est doublement armée (SDA) :

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{sl} + A_{s2} = \frac{M_l}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \quad \text{avec:} \quad \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{sc}}$$

**Remarque :**

**En situation courante :**

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \\ \gamma_b = 1,15 \end{array} \right\} \longrightarrow f_{bc} = 14,2 \text{MPa} ; \sigma_s = 348 \text{MPa}$$

**En situation accidentelle :**

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \\ \gamma_b = 1,15 \end{array} \right\} \longrightarrow f_{bc} = 18,48 \text{MPa} ; \sigma_s = 400 \text{MPa}$$

**Recommandation du RPA :****1) Armatures longitudinales (Art 7.5.21) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de :

$A_{\min} = 0,5\% b h$  dans la section.

-Poutres principales de (35×25) :  $A_{\min} = 0,005 \times 35 \times 25 = 4,375 \text{ cm}^2$

-Poutres secondaires de (30×20) :  $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 20 = 3 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de :

4% b h : en zone courante

6% b h : en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement et de **40Ø** en zone **IIa**.

Poutres principales de (35×25) :

$$A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 25 = 35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 25 = 52,5 \text{ cm}^2$$

Poutres secondaires de (30×20) :

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 20 = 24 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 20 = 36 \text{ cm}^2$$

**2) Armatures transversales minimales :**

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suite :

$$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}, HA12\right) \quad \text{En zone nodale et en travée}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{En zone de recouvrement.}$$

Les résultats obtenus seront résumés dans les tableaux suivants :

1. Sens y-y : Les poutres principales

En travée :

Niveau	comb	M <sub>max</sub> (KNm)	obs	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	A <sub>s</sub> adoptée
9 <sup>eme</sup>	ELU	55,227	SSA	5,53	4 ,375	3HA14+3HA12	8,01
8 <sup>eme</sup>	ELU	31,271	SSA	3	4 ,375	3HA14+3HA12	8,01
7 <sup>eme</sup>	ELU	31,877	SSA	3,06	4 ,375	3HA14+3HA12	8,01
6 <sup>eme</sup>	ELU	31,253	SSA	3	4 ,375	3HA14+3HA12	8,01
5 <sup>eme</sup>	ELU	30,918	SSA	2,96	4 ,375	3HA14+3HA12	8,01
4 <sup>eme</sup>	ELU	30,732	SSA	2,94	4 ,375	3HA14+3HA12	8,01
3 <sup>eme</sup>	ELU	30,297	SSA	2,9	4 ,375	3HA14+3HA12	8,01
2 <sup>eme</sup>	ELU	29,961	SSA	2,87	4 ,375	3HA14+3HA12	8,01
1 <sup>er</sup>	ELU	29,697	SSA	2,84	4 ,375	3HA14+3HA12	8,01
RDC	ELU	29,468	SSA	2,82	4 ,375	3HA14+3HA12	8,01

Tableau VI.2.1 : Ferrailage des poutres principales (en travée)

Aux appuis :

Niveau	comb	M <sub>max</sub> (KNm)	obs	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	A <sub>s</sub> adoptée
2	G+Q±E	-88,376	SSA	9,52	4 ,375	3HA16+3HA14	10.65
8 <sup>eme</sup>	G+Q±E	-64,084	SSA	6,53	4 ,375	3HA16+3HA14	10.65
7 <sup>eme</sup>	G+Q±E	-59,698	SSA	6,03	4 ,375	3HA16+3HA14	10.65
6 <sup>eme</sup>	G+Q±E	-58,154	SSA	5,86	4 ,375	3HA16+3HA14	10.65
5 <sup>eme</sup>	G+Q±E	-57,478	SSA	5,78	4 ,375	3HA16+3HA14	10.65
4 <sup>eme</sup>	G+Q±E	-55,213	SSA	5,53	4 ,375	3HA16+3HA14	10.65
3 <sup>eme</sup>	G+Q±E	-52,04	SSA	5,18	4 ,375	3HA16+3HA14	10.65
2 <sup>eme</sup>	G+Q±E	-50,622	SSA	5,03	4 ,375	3HA16+3HA14	10.65
1 <sup>er</sup>	G+Q±E	-48,305	SSA	4,77	4 ,375	3HA16+3HA14	10.65
RDC	G+Q±E	-44,548	SSA	4,37	4 ,375	3HA16+3HA14	10.65

Tableau VI.2.2: Ferrailage des poutres principales (aux appuis)

## 2. Sens x-x: Les poutres secondaires

En travée :

Niveau	comb	M <sub>max</sub> (KNm)	obs	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	A <sub>s</sub> adoptée
9 <sup>eme</sup>	ELU	22,909	SSA	2,6	3	6HA12	6,78
8 <sup>eme</sup>	ELU	26,743	SSA	3,07	3	6HA12	6,78
7 <sup>eme</sup>	ELU	23,747	SSA	2,7	3	6HA12	6,78
6 <sup>eme</sup>	ELU	21,567	SSA	2,44	3	6HA12	6,78
5 <sup>eme</sup>	ELU	19,919	SSA	2,24	3	6HA12	6,78
4 <sup>eme</sup>	ELU	16,728	SSA	1,86	3	6HA12	6,78
3 <sup>eme</sup>	ELU	13,183	SSA	1,45	3	6HA12	6,78
2 <sup>eme</sup>	ELU	10,609	SSA	1,16	3	6HA12	6,78
1 <sup>er</sup>	ELU	7,126	SSA	0,77	3	6HA12	6,78
RDC	ELU	3,289	SSA	0,35	3	6HA12	6,78

Tableau VI.2.3: Ferrailage des poutres secondaires (en travée)

Aux appuis :

Niveau	comb	M <sub>max</sub> (KNm)	obs	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	A <sub>s</sub> adoptée
9 <sup>eme</sup>	ELU	-35,288	SSA	4,16	3	6HA12	6,78
8 <sup>eme</sup>	ELU	-37,389	SSA	4,44	3	6HA12	6,78
7 <sup>eme</sup>	ELU	-34,394	SSA	4,04	3	6HA12	6,78
6 <sup>eme</sup>	ELU	-31,429	SSA	3,66	3	6HA12	6,78
5 <sup>eme</sup>	ELU	-28,912	SSA	3,34	3	6HA12	6,78
4 <sup>eme</sup>	ELU	-25,082	SSA	2,86	3	6HA12	6,78
3 <sup>eme</sup>	ELU	-20,635	SSA	2,32	3	6HA12	6,78
2 <sup>eme</sup>	ELU	-17,252	SSA	1,92	3	6HA12	6,78
1 <sup>er</sup>	ELU	-12,86	SSA	1,42	3	6HA12	6,78
RDC	ELU	-7,688	SSA	0,83	3	6HA12	6,78

Tableau VI.2.4: Ferrailage des poutres secondaires (aux appuis)

### VI.2.2. Vérifications à L'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_c}$$

Poutres principales de  $(25 \times 35) \text{ cm}^2$ :  $A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 < 6,97 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  vérifiée

Poutres secondaires de  $(20 \times 30) \text{ cm}^2$ :  $A_{\min} = 0,23 \times 20 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,652 < 5,75 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  vérifiée

b) Justification de l'effort tranchant :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente «  $\tau_u$  », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

- Poutres principales  $\tau_u = \frac{118,32 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,32} = 1,48 \text{ MPa.}$

- Poutres secondaires  $\tau_u = \frac{43,38 \times 10^{-3}}{0,20 \times 0,27} = 0,803 \text{ MPa.}$

c) Vérification de la tangente du béton :(5 1 211 /BAEL91)

la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :n  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,2 \times 25 / 1,5 ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

- Poutres principales  $\tau_u = 1,43 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

- Poutres secondaires  $\tau_u = 0,803 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

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

Au droit d'un appui ou existe un, ou existe M, la section (A) des armatures inferieures doit être telle

$$\text{que l'on ait : } A_s \geq \frac{1,15}{f_c} \left( V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

Et ces armatures doivent être ancrées au-delà de nu de l'appui pour pouvoir équilibrer un effort égal a

$$\left( T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

M<sub>u</sub> : étant pris avec son signe, généralement négatif, et T<sub>u</sub> effort tranchant a droite l'appui étant

normalement positif, si on a :  $\left( T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) < 0$

<p>- Poutres principales : <math>118,32 - \frac{88,376}{0,9 \times 0,32} = -188,54 &lt; 0</math></p> <p>- Poutres secondaires : <math>43,38 - \frac{37,389}{0,9 \times 0,27} = -110,48 &lt; 0</math></p>	}	<p>Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.</p>
--	---	---

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

- Poutres principales :  $T_u = 118,32 \text{KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 32 \times 30 \times 2,5}{1,5} = 576 \text{KN} .$

- Poutres secondaires :  $T_u = 86,4 \text{KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 27 \times 20 \times 2,5}{1,5} = 324 \text{KN} .$

**d) Vérification de la contrainte d'adhérence :**

**(Art. A.6.1.2.1, BAEL 91)**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

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

Avec :  $\Psi = 1,5$  Pour les aciers HA.

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \sum U : \text{ périmètre utile des aciers.}$$

$$\text{- Poutres principales : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U} = \frac{118.32 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times ((3 \times 16)\pi + (3 \times 14)\pi)} = 1,45 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\text{- Poutres secondaires : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U} = \frac{86.4 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times ((3 \times 12)\pi + (3 \times 10)\pi)} = 1,71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

**Conclusion** : la contrainte d'adhérence est vérifiée.

**c) Calcul de la longueur de scellement droit des barres :**

$$l_s = \frac{\varphi \times f_c}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$\text{Pour les } T_{10} : l_s = 35,27 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } T_{12} : l_s = 42,32 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } T_{14} : l_s = 49,39 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } T_{16} : l_s = 56,43 \text{ cm.}$$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à :  $0,4 l_s$ , pour les aciers HA.

$$\text{Pour les } \Phi 10 : l_a = 14,11 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \Phi 12 : l_a = 16,92 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les } \Phi 14 : l_a = 19,75 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les } \Phi 16 : l_a = 22,57 \text{ cm.}$$

**e) Calcul des armatures transversales :**

**Poutres principales :**

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10} \right) = \min (1 ; 1, 2.5) \text{ où } \Phi_1 \text{ est le plus petit diamètre utilisé dans le ferrailage.}$$

$$\text{Soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

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

**Poutres secondaires :**

$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right) = \min(0,85 ; 1, 2)$  où  $\Phi_1$  est le plus petit diamètre utilisé dans le ferrailage.

Soit  $\Phi_t = 8\text{mm}$

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

**f) Calcul des espacements :**

**sens principal**

- **Zone nodale :**  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_1\right) = \min\{8,75 ; 12\}$

$S_t = 10\text{cm}$

- **Zone courante :**  $S'_t \leq \frac{h}{2} = 17,5\text{cm}$

$S_t = 15\text{cm}$

**Sens secondaire**

- **Zone nodale :**  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_1\right) = \min\{7,5 ; 12\}$

$S_t = 10\text{cm}$

- **Zone courante :**  $S'_t \leq \frac{h}{2} = 15\text{cm}$

$S_t = 15\text{cm}$

**1) Armatures transversales minimales :**

**Poutres principales :**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 7 \times 25 = 0,525 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_t^{\min}$  ..... Condition vérifiée

**Poutres secondaires :**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 20 = 0,6 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_t^{\min}$  ..... Condition vérifiée

**VI.2.3. Vérification à l'ELS :**

**a) Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

**b) Etat limite de compression du béton :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K_1 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Avec :  $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$  ( $A_s$  : armatures adoptées à l'ELU)

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

On calcul :  $\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d}$ .

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Niveau	$M_s$ (KN m)	$A_s$ adoptée	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
9	40,551	8,01	1,00	0,860	20,73	183,96	8,87	15	vérifiée
8	22,646	8,01	1,00	0,860	20,73	102,73	4,95	15	vérifiée
7	23,094	8,01	1,00	0,860	20,73	104,76	5,05	15	vérifiée
6	22,638	8,01	1,00	0,860	20,73	102,70	4,95	15	vérifiée
5	22,395	8,01	1,00	0,860	20,73	101,59	4,90	15	vérifiée
4	22,26	8,01	1,00	0,860	20,73	100,98	4,87	15	vérifiée
3	21,944	8,01	1,00	0,860	20,73	99,55	4,80	15	vérifiée
2	21,701	8,01	1,00	0,860	20,73	98,45	4,75	15	vérifiée
1	21,509	8,01	1,00	0,860	20,73	97,57	4,70	15	vérifiée
RDC	21,34	8,01	1,00	0,860	20,73	96,81	4,67	15	vérifiée

**Tableau VI.2.5 : Vérification du ferraillage des poutres principales en travée à l'ELS**

Niveau	$M_s$ (KN m)	$A_s$ adoptée	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
9	-64,782	10.65	1,33	0,8456	17,39	224,80	12,93	15	vérifiée
8	-46,49	10.65	1,33	0,8456	17,39	161,32	9,28	15	vérifiée
7	-43,267	10.65	1,33	0,8456	17,39	150,14	8,63	15	vérifiée
6	-42,15	10.65	1,33	0,8456	17,39	146,26	8,41	15	vérifiée
5	-41,653	10.65	1,33	0,8456	17,39	144,54	8,31	15	vérifiée
4	-40,008	10.65	1,33	0,8456	17,39	138,83	7,98	15	vérifiée
3	-37,705	10.65	1,33	0,8456	17,39	130,84	7,52	15	vérifiée
2	-36,674	10.65	1,33	0,8456	17,39	127,26	7,32	15	vérifiée
1	-34,992	10.65	1,33	0,8456	17,39	121,42	6,98	15	vérifiée
RDC	-32,26	10.65	1,33	0,8456	17,39	111,94	6,44	15	vérifiée

Tableau VI.2.6 : Vérification du ferraillage des poutres principales aux appuis à l'ELS

Niveau	$M_s$ (KN m)	$A_s$ adoptée	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
9	16,675	6,78	1,06	0,8576	20,10	106,21	5,28	15	vérifiée
8	19,454	6,78	1,06	0,8576	20,10	123,92	6,16	15	vérifiée
7	17,267	6,78	1,06	0,8576	20,10	109,99	5,47	15	vérifiée
6	15,675	6,78	1,06	0,8576	20,10	99,84	4,97	15	vérifiée
5	14,474	6,78	1,06	0,8576	20,10	92,19	4,59	15	vérifiée
4	12,151	6,78	1,06	0,8576	20,10	77,40	3,85	15	vérifiée
3	9,574	6,78	1,06	0,8576	20,10	60,98	3,03	15	vérifiée
2	7,704	6,78	1,06	0,8576	20,10	49,07	2,44	15	vérifiée
1	5,173	6,78	1,06	0,8576	20,10	32,95	1,64	15	vérifiée
RDC	2,391	6,78	1,06	0,8576	20,10	15,23	0,76	15	vérifiée

Tableau VI.2.7 : Vérification du ferraillage des poutres secondaires en travée à l'ELS

Niveau	M <sub>s</sub> (KN m)	A <sub>s</sub> adoptée	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub>	σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	obs.
9	-25,684	6,78	1,06	0,8576	20,10	163,60	8,14	15	vérifiée
8	-27,196	6,78	1,06	0,8576	20,10	173,23	8,62	15	vérifiée
7	-25,008	6,78	1,06	0,8576	20,10	159,29	7,92	15	vérifiée
6	-22,844	6,78	1,06	0,8576	20,10	145,51	7,24	15	vérifiée
5	-21,01	6,78	1,06	0,8576	20,10	133,83	6,66	15	vérifiée
4	-18,223	6,78	1,06	0,8576	20,10	116,07	5,77	15	vérifiée
3	-14,989	6,78	1,06	0,8576	20,10	95,48	4,75	15	vérifiée
2	-12,531	6,78	1,06	0,8576	20,10	79,82	3,97	15	vérifiée
1	-9,342	6,78	1,06	0,8576	20,10	59,51	2,96	15	vérifiée
RDC	-5,583	6,78	1,06	0,8576	20,10	35,56	1,77	15	vérifiée

Tableau VI.2.8: Vérification du ferraillage des poutres secondaires aux appuis à l'ELS

**VI.2.4. Vérification de la flèche :**

**a) Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

**b) Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [Art B.6.5] :**

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel ETABS :  $\bar{f} = \frac{l}{500}$

On prendra "l" la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

**- Poutres principales :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{480}{500} = 0,96 \text{ cm} \\ f_{\text{ETABS}} = 0,00003 \text{ cm} \end{array} \right. f_{\text{ETABS}} = 0,00003 \text{ cm} < \bar{f} = 0,96 \text{ cm} \Rightarrow \text{C. V}$$

**- Poutres secondaires :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{310}{500} = 0,62 \text{ cm} \\ f_{\text{ETABS}} = 0,0004 \text{ cm} \end{array} \right. f_{\text{ETABS}} = 0,00003 \text{ cm} < \bar{f} = 0,62 \text{ cm} \Rightarrow \text{C. V}$$

## Schéma de ferrailage des poutres :

## ➤ Poutres principales :

## ✓ En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA12(chapeaux).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

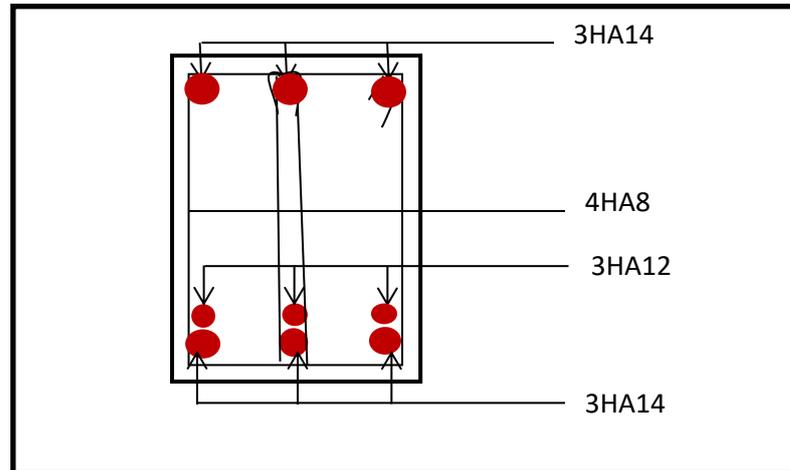


Figure VI.2.1: Ferrailage en travée d'une poutre principale.

## • Sur appuis :

Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA16 (chapeaux).

Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

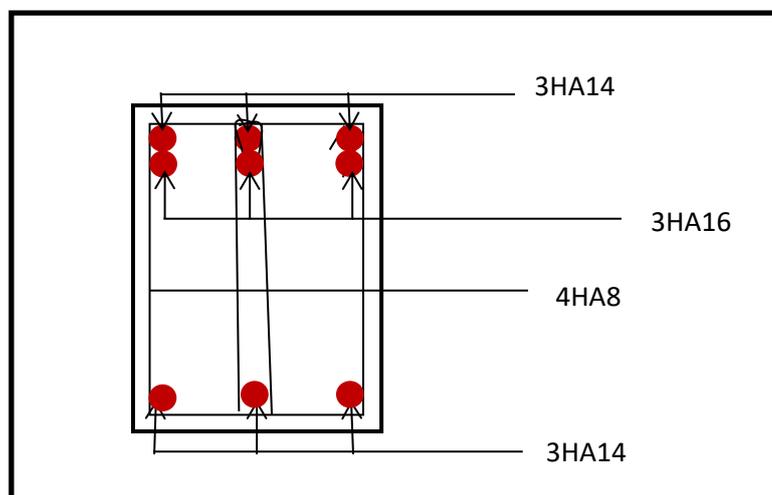


Figure VI.2.2: Ferrailage sur appuis d'une poutre principale.

## ➤ Poutres secondaires :

## ✓ En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA12 + 3HA10
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

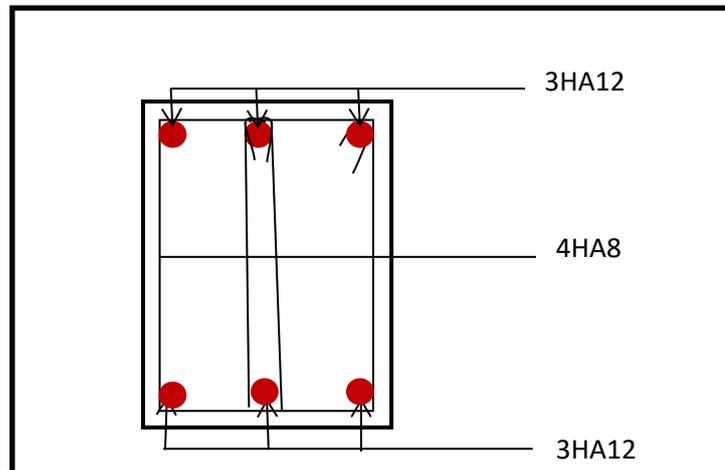


Figure VI.2.3. Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.

## ✓ Sur appuis :

- Armatures longitudinales : 3HA12 + 3HA10
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

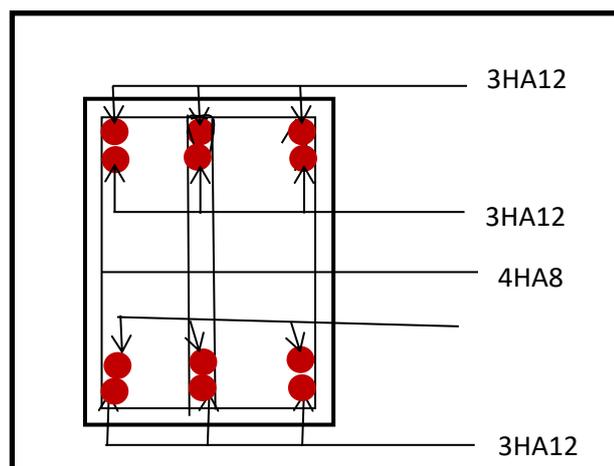


Figure VI.2.4: Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire.

### VI.3 Ferrailage des voiles :

#### VI.3.1. Introduction :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous un effort normal résultant des combinaisons efforts dus aux forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Pour cela, nous avons divisé notre structure en quatre zones de calcul :

- **Zone I**  $\longrightarrow$  R.D.C,
- **Zone II**  $\longrightarrow$  1<sup>eme</sup>, 2<sup>eme</sup> étage et 3<sup>eme</sup> étage
- **Zone III**  $\longrightarrow$  4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup> et 6<sup>eme</sup> étage
- **Zone V**  $\longrightarrow$  7<sup>eme</sup>, 8<sup>eme</sup> et 9<sup>eme</sup> étage

#### Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \quad \begin{cases} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA 99révisé 2003} \quad \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$$

Le calcul se fera par la méthode des tronçons de la RDM, qui se fait pour une bande largeur (d).

#### Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier :  $V = V' = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera pour par bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

$h_e$  : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$L_t$  : longueur tendue

$$L_t = L - L_c$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des

Diagrammes des contraintes obtenues

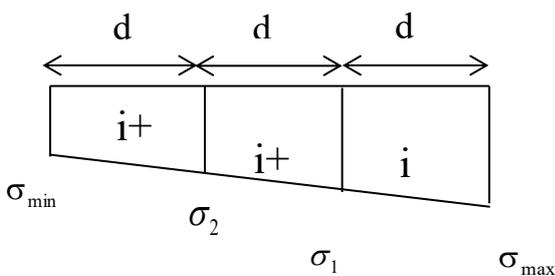
**VI.3.2. Armatures verticales :**

**VI.3.2.1 Section entièrement comprimée et entièrement tendue :**

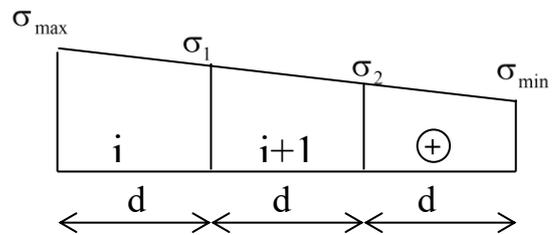
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec : e : épaisseur du voile



**Figure VI.3.1 :** diagramme d'une section Entièrement tendue



**Figure VI.3.2 :** diagramme d'une section entièrement comprimée

**a) Pour une section entièrement comprimée**

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile et  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  : contrainte de l'acier.

• **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91 modifiées 99})$$

$$0,2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91 modifiées 99})$$

**b) Pour une Section entièrement tendue**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

• **Armatures minimales :**

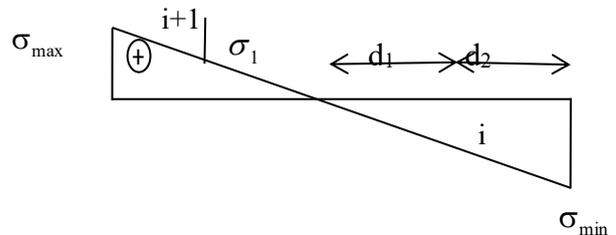
$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_c}; 0,15\% B \right\}$$

**VI.3.2.2. Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad \text{avec } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$



**a) Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_c}; 0,15\% B \right\}$$

**b) Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10 \Phi$  et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

- [BAEL 91] :  $A_h \geq \frac{A_v}{4}$

- [RPA 99/2003 ] :

$A_h \geq 0,15\% B$  .....Globalement dans la section du voile

$A_h \geq 0,10\%B$  .....En zone courante

B : Section du béton

$A_v$  : Section d'armature verticale.

**c) Armature de couture :**

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 :

$$A_{vj} = 1 \times 1 \frac{\bar{T}}{f_e} \text{ avec } \bar{T} = 1,4 T$$

T : Effort tranchant calculé 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.

**d) Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

**e) Armature pour les potelets :**

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un Potelet.

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent au moins à 4 HA10 (RPA 99).

Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

• Dispositions constructives :

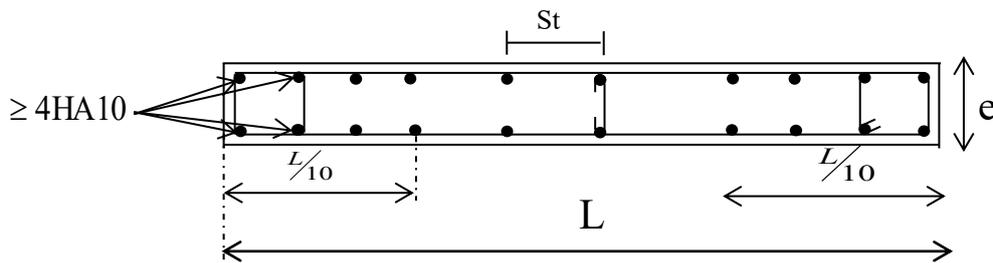
-Espaceement :

L'espaceement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{ 1,5e, 30\text{cm} \} \dots\dots\dots \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espaceement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espaceement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.



-Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à : ..... Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)

- 40Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

• Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

VI.3.3. Vérification :

1) Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considéré :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N<sub>s</sub> : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée (verticales).

### a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

-Selon le RPA99 (version 2003) :

$$\tau_b = \frac{T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$T = 1,4 \times T_u, \text{ calcul}$$

Avec :

d : Hauteur utile ( $d = 0,9 h$ )

h : Hauteur totale de la section brute

e : Epaisseur du linteau ou du voile.

-Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa. Pour la fissuration préjudiciable.}$$

Avec :  $\tau_u$  : contrainte de cisaillement

- Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile (VH1/1, VH1/2, VH1/3, VH1/4) dans la zone I:

Caractéristiques géométriques :

$$L = 1 \text{ m}, \quad e = 0,20 \text{ m}, \quad V = V' = L/2 = 0,5 \text{ m}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,2 \times 1^3}{12} = 0,0166 \text{ m}^4$$

$$B = e \times L = 0,2 \times 1 = 0,2 \text{ m}^2 \left. \vphantom{B} \right\} \text{ La section est partiellement comprimée (SPC)}$$

$$\sigma_{\max} = 2303.04 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -7143.47 \text{KN/m}^2$$

Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = 0.24 \text{m}$$

Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 1 - 0.24 = 0.76 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

**a) Calcul de la longueur (d) :**

$$d \leq \min \left( \frac{h_c}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = 0.68 \text{m}$$

Avec

$$\text{Soit un tronçon } d_1 = 0.16 \text{ m} ; d_2 = 0.76 - 0.16 = 0.6 \text{m}$$

**b) Détermination des armatures :**

**1<sup>ere</sup> bande : d= 0,16 m**

$$\sigma_1 = \frac{(l_t - d_1) \sigma_{\min}}{l_t} = \frac{(0.76 - 0.16) 7143.47}{0.76} = 5639.58 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} d \cdot e = 204.52 \text{KN}$$

**1. Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{204.52 \times 10}{400} = 5.11 \text{cm}^2$$

**2. Section minimale :**

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{B \cdot f_{t28}}{f_c}; 0.015B \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0.032 \times 2.1 \times 10^4}{400}; 0.2\% \times 0.032 \times 10^4 \right\} = 1.68 \text{cm}^2$$

$A_{\min} < A_{v1}$  donc on doit ferrailer avec  $A_{v1} = 5.11 \text{cm}^2$

2<sup>ème</sup> bande : d=0.60 m

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{5639,58 \times 0,6 \times 0,2}{2} = 338,37 \text{KN}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{338,37 \times 10}{400} = 8,46 \text{cm}^2$$

### 1. Section minimale :

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,015B \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0,12 \times 2,1}{400}; 0,2\% \times 0,12 \right\} 10^4 = 6,3 \text{cm}^2$$

$A_{\min} < A_{v2}$  donc on doit ferrailer avec  $A_{v2} = 8,46 \text{cm}^2$

#### a. Les armatures de couture's:

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \times \frac{63,17 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}} = 2,43 \text{cm}^2$$

#### • Armatures horizontales :

$$\blacksquare A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = (5,11) + \left( \frac{2,43}{4} \right) = 5,72 \text{cm}^2 / \text{bande1}$$

$$\bullet A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = (8,46) + \left( \frac{2,72}{4} \right) = 9,14 \text{cm}^2 / \text{bande2}$$

Soit  $2 \times 2 \text{HA}14 = 6,15 \text{cm}^2$  avec :  $S_t = 10 \text{ cm}$

Soit  $2 \times 3 \text{HA}14 = 9,23 \text{cm}^2$  avec :  $S_t = 20 \text{ cm}$

#### • Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré.

Soit HA8.

### c) Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{ 1,5e, 30 \text{ cm} \} = 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

**d) Vérification des contraintes de cisaillement :**

Selon le RPA99

$$\tau_b = \frac{1,4T}{e d}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 63,77}{0,2 \times 0,9 \times 4,08} \times 10^{-3} = 0,12 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**D'après le BAEL 91 :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{63,77}{0,2 \times 0,9 \times 4,08} \times 10^{-3} = 0,087 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**e) Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{655,46 \times 10}{20 \times 100 + 15 \times (8,46)} = 3,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,08 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Le ferrailage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux.

➤ Ferraillage des Voiles de 1 mètres

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre(m)		0,30	0,30	0,30	0,30
	hauteur étage (m)		4,08	3,06	3,06	3,06
	L (m)		1,00	1,00	1,00	1,00
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,2	0,2	0,2	0,2
Solicitation de calcul	He		4,080	3,060	3,060	3,060
	h		3,78	2,76	2,76	2,76
	T(kN)		63,770	62,830	76,340	78,690
	N <sub>ser</sub> (kN)		655,46	637,09	499,52	300,09
	Vu (kN)		89,278	87,962	106,876	110,166
	σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		2303,040	1454,520	1056,560	1314,740
	σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		7143,490	6218,490	4398,030	3028,360
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		0,24	0,19	0,19	0,30
	L <sub>t</sub>		0,76	0,81	0,81	0,70
	d		0,16	0,16	0,16	0,16
	d <sub>adopté</sub>		0,16	0,16	0,16	0,16
	d <sub>2</sub> = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		0,59	0,65	0,64	0,53
	armatures verticales	σ <sub>1</sub>		5608,130	4990,808	3511,487
N <sub>1</sub>			207,25	179,35	128,55	86,97
N <sub>2</sub>			332,94	324,62	226,06	124,19
A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )			5,18	4,48	3,21	2,17
A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )			8,32	8,12	5,65	3,10
armatures minimales	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )		2,46	2,42	2,94	3,03
	A' <sub>v1</sub> /bande/nappe		5,80	5,09	3,95	2,93
	A' <sub>v2</sub> /bande/nappe		8,94	8,72	6,39	3,86
	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		1,71	1,71	1,71	1,71
	Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A' <sub>v1</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		6,15	6,15	4,52
A' <sub>v2</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )			9,23	9,23	6,78	4,47
Choix de A (cm <sup>2</sup> )		Bande 1	2*2HA14	2*2HA14	2*2HA12	2*2HA12
Choix de A (cm <sup>2</sup> )		Bande 2	2*3HA14	2*3HA14	2*3HA12	2*3HA10
ST			30	30	30	30
Espacement (cm)		Bande 1	12	12	12	12
	Bande 2	16	16	16	16	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		3,00	3,00	3,00	3,00
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		3,92	3,92	3,92	3,92
	choix de la section		5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20	20
	At adoptées		1 épingles HA8			
Véification des contruction	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ <sub>b</sub>	0,496	0,489	0,594	0,612
	2,26 Mpa	τ <sub>u</sub>	0,354	0,349	0,424	0,437
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ <sub>bc</sub>	3,065	2,979	2,377	1,451

Tableau VI.3.1.: ferraillage des voiles longitudinaux voile de 1 mètre

➤ Ferraillage des Voiles de 2.10 mètres

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre(m)		0,30	0,30	0,30	0,30
	hauteur étage (m)		4,08	3,06	3,06	3,06
	L (m)		2,10	2,10	2,10	2,10
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,42	0,42	0,42	0,42
	He		4,080	3,060	3,060	3,060
	h		3,78	2,76	2,76	2,76
Solicitation de calcul	T(kN)		317,780	412,200	361,850	243,820
	N <sub>ser</sub> (kN)		-880,48	-836,50	-603,12	-351,33
	Vu (kN)		444,892	577,080	506,590	341,348
	σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		2831,460	2519,090	1201,630	563,720
	σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		5775,430	5328,420	3181,840	1363,120
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		0,69	0,67	0,58	0,61
	L <sub>t</sub>		1,41	1,43	1,52	1,49
	d1		0,46	0,45	0,38	0,41
	d2= Lt - d1		0,95	0,98	1,14	1,08
	σ <sub>1</sub>		3887,790	3649,027	2380,753	987,307
	N <sub>1</sub>		445,06	403,45	213,48	96,27
N <sub>2</sub>		368,79	356,32	271,54	106,24	
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		11,13	10,09	5,34	2,41
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		9,22	8,91	6,79	2,66
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		12,23	15,87	13,93	9,39
	A'v1/bande/nappe		14,19	14,05	8,82	4,75
	A'v2/bande/nappe		12,28	12,88	10,27	5,00
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		4,84	4,72	4,03	4,30
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		18,46	18,46	13,56	9,42
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		15,38	15,38	11,3	11,3
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2×6HA14	2×6HA14	2×6HA12	2×6HA10
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2×5HA14	2×5HA14	2×5HA12	2×5HA12
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	9	9	9	9
	Bande 2	20	20	20	20	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		6,30	6,30	6,30	6,30
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		3,92	3,92	3,92	3,92
	choix de la section		5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20	0
	At adoptées		1 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
Véification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ <sub>b</sub>	1,177	1,527	1,340	0,903
	3,26 Mpa	τ <sub>u</sub>	0,841	1,090	0,957	0,645
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ <sub>bc</sub>	-1,967	-1,868	-1,370	-0,804

Tableau VI.3.2: Ferraillage des voiles longitudinaux de 2.10 mètres

## Ferrailage des Voiles longitudinaux voile de 3 mètres

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre(m)		0,30	0,30	0,30	0,30
	hauteur etage (m)		4,08	3,06	3,06	3,06
	L (m)		2,55	2,55	2,55	2,55
	e (m)		0,25	0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,6375	0,51	0,51	0,51
	He		4,080	3,060	3,060	3,060
	h		3,78	2,76	2,76	2,76
Solicitation de calcul	T(kN)		373,880	358,110	258,220	164,100
	N <sub>ser</sub> (kN)		-1085,88	-1049,82	-766,89	-430,58
	Vu (kN)		523,432	501,354	361,508	229,740
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		4924,500	4658,820	3005,140	3237,430
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		7700,860	7593,120	4927,250	4991,160
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		0,99	0,97	0,97	1,00
	L <sub>t</sub>		1,56	1,58	1,58	1,55
	d1		0,66	0,65	0,64	0,67
	d2= Lt - d1		0,89	0,93	0,94	0,88
	$\sigma_1$		4417,860	4487,240	2923,823	2832,873
	N <sub>1</sub>		1004,46	780,91	505,64	523,30
N <sub>2</sub>		492,75	419,08	274,81	248,70	
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		25,11	19,52	12,64	13,08
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		12,32	10,48	6,87	6,22
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		14,39	13,79	9,94	6,32
	A'v1/bande/nappe		28,71	22,97	15,13	14,66
	A'v2/bande/nappe		15,92	13,92	9,36	7,80
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		8,70	6,79	6,76	7,02
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		32,15	24,61	18,08	18,08
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		20,09	33,84	11,3	7,85
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2×8HA16	2×8HA14	2×8HA12	2×8HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2×5HA16	2×5HA14	2×5HA12	2×5HA10
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	9	9	9	9
	Bande 2	20	20	20	20	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		9,56	8,46	7,65	7,65
	AH adopté (cm2)		3,92	3,92	3,92	3,92
	choix de la section		5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20	20
	At adoptées		2 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
Véification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	$\tau_b$	0,912	1,092	0,788	0,501
	3,26 Mpa	$\tau_u$	0,652	0,780	0,563	0,358
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	-1,584	-1,872	-1,428	-0,802

Tableau VI.3.3: Ferrailage des Voiles longitudinaux de 3 mètres

➤ **Ferraillage du Voile longitudinaux de 3.10 mètres**

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	IV	
	hpoutre(m)	0,30	0,30	0,30	0,30	
	hauteur etage (m)	4,08	3,06	3,06	3,06	
	L (m)	2,65	2,65	2,65	2,65	
	e (m)	0,25	0,20	0,20	0,20	
	B (m <sup>2</sup> )	0,6625	0,53	0,53	0,53	
	He	4,080	3,060	3,060	3,060	
	h	3,78	2,76	2,76	2,76	
Solicitation de calcul	T(kN)	364,700	362,720	274,160	183,720	
	N <sub>ser</sub> (kN)	-1980,36	-1928,61	-1422,37	818,30	
	Vu (kN)	510,580	507,808	383,824	257,208	
	σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	3214,360	2859,850	2288,730	1660,210	
	σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	9140,270	8698,510	5738,350	3991,160	
	σs (kN/m <sup>2</sup> )	400,00	400,00	400,00	400,00	
	L <sub>c</sub>	0,69	0,66	0,76	0,78	
	L <sub>t</sub>	1,96	1,99	1,89	1,87	
	d1	0,46	0,44	0,50	0,52	
	d2= Lt - d1	1,50	1,56	1,39	1,35	
	σ <sub>1</sub>	6997,363	6791,943	4212,530	2884,353	
	N <sub>1</sub>	927,19	677,12	501,25	356,84	
N <sub>2</sub>	1312,79	1057,64	585,83	390,11		
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	23,18	16,93	12,53	8,92	
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	32,82	26,44	14,65	9,75	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	14,04	13,96	10,56	7,07	
	A'v1/bande/nappe	26,69	20,42	15,17	10,69	
	A'v2/bande/nappe	36,33	29,93	17,28	11,52	
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )	6,03	4,59	5,29	5,45	
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )	31,4	31,4	20,09	15,38	
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )	31,4	33,84	24,86	18,84	
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2*5HA20	2*5HA20	2*5HA16	2*5HA14
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2*11HA16	2*11HA14	2*11HA12	2*11HA10
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	11	11	11	11
		Bande 2	15	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)	9,94	8,46	7,95	7,95	
	AH adopté (cm2)	3,92	3,92	3,92	3,92	
	choix de la section	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	
Armatures transversales	Espacement st(cm)	20	20	20	20	
	A <sub>t</sub> adoptées	4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>				
Vérfication des confection	$\bar{\sigma}_b = 5\text{MPa}$	τ <sub>b</sub>	0,856	1,065	0,805	0,539
	3,26 Mpa	τ <sub>u</sub>	0,612	0,760	0,575	0,385
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ <sub>bc</sub>	-2,791	-3,321	-2,507	1,466

Tableau VI.3.4: Ferraillage des Voiles longitudinaux de 3.10 mètres

➤ **Ferrailage de Voile transversal de 2.20 mètres**

	Zone	I	II	III	IV	
Caractéristiques géométriques	hpoutre(m)	0,35	0,35	0,35	0,35	
	hauteur etage (m)	4,08	3,06	3,06	3,06	
	L (m)	2,20	2,20	2,20	2,20	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20	
	B (m <sup>2</sup> )	0,44	0,44	0,44	0,44	
	He	4,080	3,060	3,060	3,060	
	h	3,73	2,71	2,71	2,71	
Solicitation de calcul	T(kN)	55,350	133,410	120,800	103,930	
	N <sub>ser</sub> (kN)	-821,77	-750,59	-551,89	-328,61	
	Vu (kN)	77,490	186,774	169,120	145,502	
	σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	3280,800	2962,600	1814,640	1383,440	
	σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	6258,610	5824,190	4010,540	2279,180	
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	400,00	400,00	400,00	400,00	
	L <sub>c</sub>	0,76	0,74	0,69	0,83	
	L <sub>t</sub>	1,44	1,46	1,51	1,37	
	d1	0,50	0,49	0,46	0,55	
	d2= Lt - d1	0,94	0,96	1,06	0,82	
	σ <sub>1</sub>	4071,410	3849,123	2800,780	1356,887	
	N <sub>1</sub>	521,06	478,35	311,20	201,43	
N <sub>2</sub>	382,29	370,95	296,26	110,59		
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	13,03	11,96	7,78	5,04	
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	9,56	9,27	7,41	2,76	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	2,13	5,14	4,65	4,00	
	A'v1/bande/nappe	13,56	13,24	8,94	6,04	
	A'v2/bande/nappe	10,09	10,56	8,57	3,77	
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )	5,30	5,19	4,80	5,82	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )	15,38	15,38	15,38	15,38	
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )	15,38	15,38	15,38	15,38	
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2×5HA14	2×5HA14	2×5HA14	2×5HA14
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2×5HA14	2×5HA14	2×5HA14	2×5HA14
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	12	12	12	12
	Bande 2	20	20	20	20	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )	6,60	6,60	6,60	6,60	
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )	3,92	3,92	3,92	3,92	
	choix de la section	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	
Armatures transversales	Espacement st(cm)	20	20	20	20	
	At adoptées	4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>				
Véification des constructions	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ <sub>b</sub>	0,196	0,472	0,427	0,367
	3,26 Mpa	τ <sub>u</sub>	0,140	0,337	0,305	0,262
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ <sub>bc</sub>	-1,775	-1,621	-1,192	-0,710

Tableau VI.3.5: Ferrailage du Voile transversal de 2.20 mètres

➤ **Ferrailage de Voile transversal de 4.80 mètres**

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,08	3,06	3,06	3,06
	L (m)		4,35	4,35	4,35	4,35
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,87	0,87	0,87	0,87
	He		4,080	3,060	3,060	3,060
	h		3,73	2,71	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		373,880	358,110	258,220	164,100
	N <sub>ser</sub> (kN)		-1085,88	-1049,82	-766,89	-430,58
	Vu (kN)		523,432	501,354	361,508	229,740
	σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		1040,800	955,120	720,460	486,870
	σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		3816,340	3651,790	2555,870	1931,430
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		0,93	0,90	0,96	0,88
	L <sub>t</sub>		3,42	3,45	3,39	3,47
	d1		0,62	0,60	0,64	0,58
	d2= Lt - d1		2,80	2,85	2,76	2,89
	σ <sub>1</sub>		3122,473	3015,043	2075,563	1606,850
	N <sub>1</sub>		431,19	400,84	295,35	206,58
N <sub>2</sub>		873,18	858,35	571,97	464,44	
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		10,78	10,02	7,38	5,16
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		21,83	21,46	14,30	11,61
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		14,39	13,79	9,94	6,32
	A'v1/bande/nappe		14,38	13,47	9,87	6,74
	A'v2/bande/nappe		25,43	24,91	16,78	13,19
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		6,52	6,31	6,70	6,13
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		16,07	16,07	16,07	16,07
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		33,84	33,84	24,8	17,27
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2×4HA16	2×4HA16	2×8HA16	2×8HA16
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2×11HA14	2×11HA14	2×11HA12	2×11HA10
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	20	20	20	20
	Bande 2	26	26	26	26	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		13,05	13,05	13,05	13,05
	AH adopté (cm2)		4,52	4,52	4,52	4,52
	choix de la section		5HA12	5HA12	5HA12	5HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ <sub>b</sub>	0,668	0,640	0,462	0,293
	3,26 Mpa	T <sub>u</sub>	0,477	0,457	0,330	0,210
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ <sub>bc</sub>	-1,179	-1,140	-0,845	-0,481

Tableau VI.6: Ferrailage du Voile transversal de 4.80 mètres

## VII Les fondations

### VII.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

#### **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continuent sous mur,
- Les semelles continuent sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

#### **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits ;

### VII.2. Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du Sol à une profondeur de **1m**.

### VII.3. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder ;
- La nature du terrain et sa résistance ;
- Profondeur du bon sol ;
- Le tassement du sol.

**VII.3.1. Semelle isolée :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal «  $N_{ser}$  » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1,125 \Rightarrow A \neq B \quad (\text{Poteau rectangulaire}).$$

D'où :  $B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$

Exemple :  $N_{ser} = 1618.99 \text{ KN}$  ,  $\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow B = 2,84 \text{ m}^2$

**Remarque :** Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

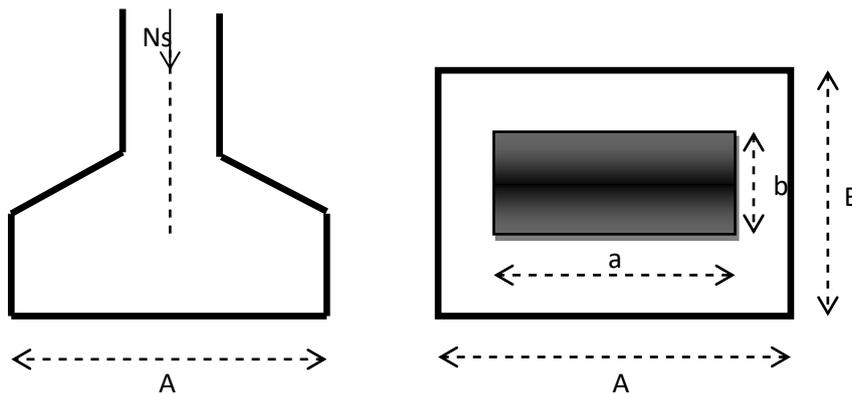


FIG.VII.1: Semelle isolée

**VII.3.2. Semelles filantes :** ( En tenant compte que de l'effort  $N_s$ )

**VII.3.2.1. Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

$\overline{\sigma}_{sol}$  : Capacité portante du sol ( $\overline{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 = 0,20 \text{ MPa}$ )

B : Largeur de la semelle ;

G et Q : charge et surcharge à la base du voile ;

L : longueur de la semelle sous voile ;

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \times L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur les tableaux ci – dessous :

VOILE	ELS	L(m)	B(m)	S=B.L
VH1/1	-347,2	1.00	1,32	1,32
VH1/2	-607,48	1.00	1,74	1,74
VH1/3	-655,46	1.00	1,81	1,81
VH1/4	-329,06	1.00	1,28	1,28
VH1	-1980,36	3.10	3,15	9,76
VH2	-1954,46	3.10	3.13	9,70
VH3/1	-976,64	3.00	2,21	6,63
VH3/2	-1080,82	3.00	2.32	6,96
VH3/3	-1085,88	3.00	2,33	6,99
VH3/4	-969,4	3.00	2,20	6 ,6
VA1	-880,48	2.55	2,10	5,35
Total				58,14

**Tableau. VII.1 : Surface de la semelle filante sous voiles transversaux**

VOILE	ELS	L(m)	B(m)	S=B.L
VT4/1	-1715,65	4,8	2,93	14,06
VT4/2	-1718,68	4,8	2,93	14.06
VT/1	-787,98	2,2	1,98	4.36
VT/2	-821,77	2,2	2,03	4,47
Total				36,95

**Tableau. VII.2 : Surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux**

La surface des semelles filantes sous les voiles est :  $S_v = 95.09m^2$ .

**VII.3.2. Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :**

**a) Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivants 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.

**b) Etape de calcul :**

- \_ Détermination de la résultante des charges  $R = \sum N_i$
- \_ Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$
- \_ Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \qquad q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \qquad q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

**Semelles filantes sous poteaux :**(fils, entre les poteaux 3B ; 3I )

(dans notre cas le  $Y_g=8,98=9m$ )

poteaux	ELS(G+Q) KN	Ni total KN	Mi KN.M	Mi total KN.M	ei M	Ni×ei KN.M
P38	1618,99		2.885		-5	-8094,95
P53	1298,86		0.452		0,2	259,78
P73	900,73		9.016		4,6	4143,36
P3	792,87		6.16		-9	-7135,83
Total		4611.45	Total	18.1	Total	-10827,64

**Tableau. VII.3 : Détermination de la résultante des charges**

La charge totale transmise par les poteaux :  $N_t = 4611,45 \text{ KN}$ .

On a :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = -2,34 \text{ m}$$

**Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :**

$$e = -2,34 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{18}{6} = 3 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{4611,45}{18} \times \left(1 - \frac{6 \times -2,34}{18}\right) = 456,02 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{4611,45}{18} \times \left(1 + \frac{6 \times -2,34}{18}\right) = 56,36 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) = \frac{4611,45}{18} \times \left(1 + \frac{3 \times -2,34}{18}\right) = 156,28 \text{ KN/ml}$$

**Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{156,28}{200} = 0,78 \text{ m} \text{ on prend } B = 0,80 \text{ m}$$

$$\text{On aura donc, } S = 0,80 \times 18 = 14,4 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :  $S_t = S \times n + S_v$

$$S_t = 14,4 \times 8 + 95,09 = 210,29 \text{ m}^2$$

Avec :

$n$  : Nombre de portique dans le sens considéré = 8

$$\text{La surface totale du bâtiment : } S_{\text{bat}} = (9,35 \times 14 + 9,35 \times 14 + 9,6 \times 2,55) = 286,28 \text{ m}^2$$

La surface totale des semelles filantes :  $S_t = 210,29 \text{ m}^2$

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{210,29}{286,28} = 0,73 = 73\%$$

### Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

### VII.3.3. Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution
- Coût élevé de l'opération.

#### VII.3.3.1. Pré dimensionnement du radier :

##### a) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{min} \geq 25$  cm)

##### b) Selon la condition forfaitaire :

- **Sous voiles :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \Rightarrow 0,6 \leq h \leq 0,96$$

On prend :  $h=90$ cm.

$h$  : épaisseur du radier

$L_{max}$  : distance entre deux voiles successifs ;  $L_{max}=4.8$ m

- **Sous poteaux :**

**La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{480}{20} = 24\text{cm}$$

Soit :  $h_d = 30\text{cm}$

**La nervure :**

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{480}{10} = 48\text{cm}$$

Soit :  $h_n = 80\text{cm}$

La base de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \quad \longrightarrow \quad 0,4 \times 80 \leq b_n \leq 0,7 \times 80 = 32 \text{ cm} \leq b_n \leq 56 \text{ cm}$$

On prend :  $b_n = 50 \text{ cm}$

**c)Condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique ;

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40 \text{ MPa}$  pour un sol moyen

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MP a}$

$L_{\max}$  : Distance maximale entre nus des nervures.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,8\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 1 \text{ m}$$

### Conclusion :

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$$h_{\text{ner}} = 100 \text{ cm}$$

$$h_{\text{dalle}} = 30 \text{ cm}$$

$$b_{\text{ner}} = 50 \text{ cm}$$

### VII.3.3.2. Détermination de la surface nécessaire du radier :

#### Poids de la superstructure :

Pour le calcul des charges de la superstructure, on fait la somme des masses des planchers.

- Charge permanente :  $G_{\text{bat}} = 28187,33 \text{ KN. (ETABS)}$
- Surcharge d'exploitation :  $Q_{\text{bat}} = 4470,47 \text{ KN. (ETABS)}$

#### Combinaisons d'actions :

$$\text{L'ELU : } N_{\text{ul}} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 44758,60 \text{ KN}$$

$$\text{L'ELS : } N_{\text{s1}} = G + Q = 32657,8 \text{ KN}$$

### VII.3.3.3. Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{L'ELU : } S_{\text{nrاد}} \geq \frac{N_{\text{u}}}{1,33 \times \sigma_{\text{SOL}}} = \frac{44758,60}{1,33 \times 200} = 168,26 \text{ m}^2$$

$$\text{L'ELS : } S_{\text{nrاد}} \geq \frac{N_{\text{s}}}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{32657,8}{200} = 163,29 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{\text{nrاد}} = \max(S_{\text{rad}}^{\text{ELU}}; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = 168,26 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 286,28 \text{ m} > S_{nrad} 168,26 \text{ m}^2$$

**Remarque :**

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous propose les règles du BAEL, qui sera calculé comme suite :

$$h_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de :  $h_{déb} = 40 \text{ cm}$

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$

Avec :

$$S_{déb} = 35.175 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{déb} = 490,75 + 0,5 \times 70.35 = 525.925 \text{ m}^2$$

**VII.3.3.4. Calcul des sollicitations à la base du radier :****Charges permanentes :**

Poids de bâtiment :  $G = 28187,33 \text{ KN}$

**Poids de radier :**

$G =$  Poids de la Dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

**Poids de la dalle:**

$$P_{dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{dalle} = (525.925 \times 0,3) \times 25 = 3944.43 \text{ KN}$$

**Poids des nervures:**

$$P_{nerv} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$P_n = [2 \times (0,5 \times (1 - 0,3) \times 14 \times 4) + 2 \times (0,5 \times (1 - 0,3) \times 9,35 \times 4)] \times 25$$

$$P_n = 1634.5 \text{ KN}$$

**Poids de TVO:**

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho$$

Avec :  $S_{nerv} = 2(0,5 \times 14 \times 4) + 2(0,5 \times 9,35 \times 4) = 93,4 \text{ m}^2$

$$P_{TVO} = [(525,925 - 93,4) \times (1 - 0,3)] \times 17 = 5147,04 \text{ KN.}$$

**Poids de la dalle flottante :**

$$P_{df} = S_{rad} \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{df} = 525,925 \times 0,1 \times 25 = 1314,81 \text{ KN. (} e_p = 10 \text{ cm).}$$

$$G_{rad} = 3944,43 + 1634,5 + 5147,04 + 1314,81 = 12040,78 \text{ KN}$$

**VII.3.3.5. Combinaisons d'actions :**

**L'ELU :**  $N_u = N_{u1} + 1,35G_{rad} = 44758,60 + 1,35 \times 12040,78 = 61013,65 \text{ KN}$

**L'ELS :**  $N_s = N_{s1} + G_{rad} = 32657,8 + 12040,78 = 44698,58 \text{ KN}$

**VII.3.4. Vérification :**

**VII.3.4.1 Vérification à la contrainte de cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$b = 100 \text{ cm}; d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{61013,65 \times 1}{525,925} \times \frac{4,80}{2} = 278,42 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{278,42}{1 \times 0,27} = 1031,18 \text{ KN/m}^2 = 1,03 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow$  Condition vérifiée.

**VII.3.4.2. Vérification de la stabilité du radier :**

**-Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 10.62m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 8.98m$$

Avec :

$S_i$ : Aire du panneau considéré ;

$X_i, Y_i$ : Centre de gravité du panneau considéré

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

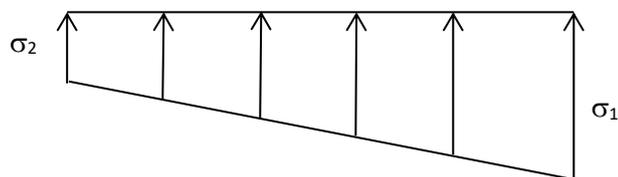
$M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base de la structure ;

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



On doit vérifier que :

**L'ELU :**  $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \times \sigma_{SOL}$

**L'ELS :**  $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$

**Figure VII.1. Diagramme des contraintes**

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = 16395,15m^4$$

$$I_{yy} = 7505.81m^4$$

Calcul des moments :

$$M_{xx} = 57514,43 + 2603,69 \times 1 = 60118,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = 4137,83 + 187,85 \times 1 = 4325,68 \text{ KN.m}$$

	ELU				ELS				Vérifie
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_m$	$1,33\sigma_{sol}$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_m$	$\sigma_{sol}$	
<b>X - X</b>	205.079	26.94	160.54	266	128.07	41.91	106.53	200	<b>OK</b>
<b>Y - Y</b>	118.37	113.65	117.19	266	92.35	82.63	89.92	200	<b>OK</b>

**VII.3.4.3Vérification au poinçonnement :( Art A.5.2.4 BAEL91).**

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq (0,07 \times \mu_c \times h \times f_{c28})/\gamma_b$$

Avec :

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

$\mu_c$  : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

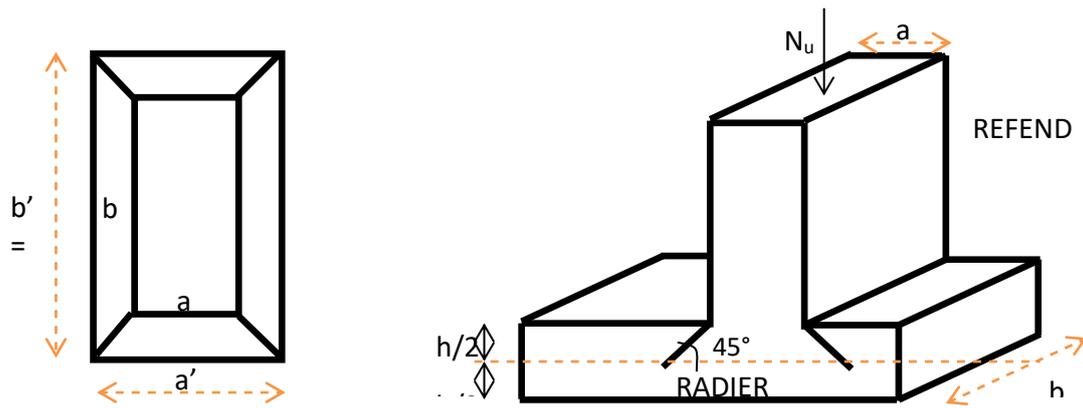


Figure VII.2. Périmètre utile des voiles et des poteaux

Calcul du périmètre utile  $\mu_c$  :

- **Poteaux :**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + 2 \times 1) = 5.8$$

$$N_u = 2021,54 \text{KN}$$

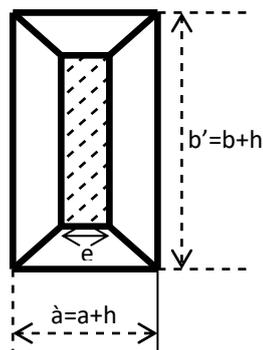
$$N_u < (0,07 \times 5.8 \times 1 \times 25000) / 1 \times 5 = 6766.66 \text{ KN} \geq 1618.99 \text{KN}$$

- **Voiles :**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0,2 + 4.8 + 2 \times 1) = 14 \text{ m}$$

$$N_u = 1155,79$$

$$N_u < 0,07 \times 1 \times 14 \times 25000 = 16333.33 \text{ KN}$$



### VII.3.5. Ferrailage du radier :

#### -Ferrailage de la dalle :

Le radier se ferraille comme une dalle pleine renversé s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieur et soumis à la réaction du sol.

On distingue deux cas :

#### a) 1<sup>er</sup> Cas :

Si  $\rho < 0,4$  la flexion longitudinale est négligeable. (Panneau a un seul sens porteur)

$$M_{ox} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \quad \text{Et} \quad M_{oy} = 0$$

#### b) 2<sup>eme</sup> Cas :

Si  $0,4 < \rho < 1$  ; les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients  $L_x$ ,  $L_y$  sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec : } (L_x < L_y)$$

#### Remarque :

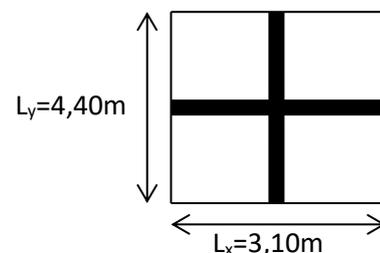
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

#### Identification du panneau :

$L_x = 3,10 \text{ m}$  ;  $L_y = 4,40 \text{ m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,10}{4,40} = 0,70$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens



Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_M^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

L'E.L. U:

$$q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 160.54 - \frac{12040.78}{525.92} = 137.65 \text{KN/m}^2$$

L'E.L. S:

$$q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 106.53 - \frac{12040.78}{525.92} = 83.63 \text{KN/m}^2$$

### VII.3.5.1. Calcul a' L ELU :

$$v=0$$

$$q_u = 137,65 \text{KN/m}^2$$

$$\rho = 0,70 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0689 \\ U_y = 0,436 \end{cases}$$

#### Calcul des moments $M_{0X}$ et $M_{0Y}$ :

$$M_{0X} = u_x \times q_u l_x^2 = 0,0689 \times 137,65 \times (3,10)^2 = 91,14 \text{KN}$$

$$M_{0Y} = u_y \times M_{0X} = 0,436 \times 91,14 = 39,74 \text{KN}$$

#### Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients suivants :

0,75 : pour les moments en travées,

-0,5 : pour les moments sur appuis intermédiaires.

-0,3 : pour les moments sur appuis rive.

### VII.3.5.2. Ferrailage dans le sens x – x(longitudinal) :

#### Aux appuis :

$$M_{\text{app}} = -0,5M_x = -0,50 \times 91,14 = -45,57 \text{KN}$$

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{45,57 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,044 \quad (u_1 = 0,392)$$

La section est simplement armée.

$$u_u = 0,044 \rightarrow \beta = 0,978 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M}{Bd\sigma_{stt}} = \frac{45,57 \times 10^3}{0,972 \times 27 \times 348} = 4,99 \text{cm}^2$$

Soit :  $5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;

Avec :  $S_t = 20\text{cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$

**En travée :**

$$M_t = 0,75 \times 91.14 = 68,36 \text{ KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{68.36 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,066 \langle u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,066 \rightarrow \beta = 0,966 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{68.36 \times 10^3}{0,966 \times 27 \times 348} = 7.53 \text{ cm}^2$$

Soit :  $5HA14 = 7.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec :  $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$ .

### VII.3.5.3. Ferrailage dans le sens y - y (transversal):

**Aux appuis :**

$$M_{app} = (-0,5) \times 39.74 = -19.87 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{19.87 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,019 \langle u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,019 \rightarrow \beta = 0,9905 \quad (\text{Tableau}) \text{ et interpolation}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{19.87 \times 10^3}{0,9905 \times 27 \times 348} = 2,13 \text{ cm}^2$$

Soit :  $5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

Avec :  $S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm})$ .

**En travée :**

$$M_t = 0,75 \times 39.74 = 29.805 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{29.805 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,028 \langle u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,028 \rightarrow \beta = 0,986 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{29.805 \times 10^3}{0,986 \times 27 \times 348} = 3.21 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup>/ml.

Avec : S<sub>t</sub> = 20 cm < min (4h, 45 cm).

**VII.3.5.4. Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \omega_0 \times b \times h \times \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \text{Avec : } \omega_0 = 0,0008 \text{ pour HA Fe E400}$$

**Sens x – x :**

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0,70}{2} = 2,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Sens y – y :**

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Aux appuis :**

$$\begin{cases} A_{ua}^x = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,436 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

**En travée :**

$$\begin{cases} A_{ut}^x = 7,7 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,436 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

**VII.3.5.5. Calcul a LELS :**

$$q_s = 106,53 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,70 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0689 \\ \mu_y = 0,436 \end{cases}$$

**Calcul des moments M<sub>u</sub>, M<sub>y</sub>.**

$$M_{0x} = \mu_u \times q_s \times L_x^2 = 0,0689 \times 106,53 \times (3,10)^2 = 70,53 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_u = 0,436 \times 70,53 = 30,75 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments M<sub>a</sub>, M<sub>t</sub> dans les sens.

**Sens xx :**

$$M_{app} = -0,5M_x = -0,5 \times 70,53 = -32,26 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_x = 0,75 \times 70,53 = 52,89 \text{ KN.m}$$

Sens yy :

$$M_{app} = -0,5M_y = -0,5 \times 30,75 = -13,37 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_y = 0,75 \times 30,75 = 23,06 \text{ KN.m}$$

a) Vérification de la contrainte de compression dans le béton

Sens x-x :

- Aux appuis :  $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$  (section adoptée)

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 27} = 0,209 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,9275 \\ K1 = 53,96 \longrightarrow K = 0,018 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\sigma_s = \frac{32,26 \times 10^3}{0,9275 \times 27 \times 5,65} = 228,00 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K.\sigma_s = 4,104 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- En travées :  $A_s = 7,7 \text{ cm}^2$  (section adoptée)

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 7,7}{100 \times 27} = 0,285 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,916 \\ K1 = 44,52 \longrightarrow K = 0,022 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = 277,73 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K.\sigma_s = 6,11 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

- Aux appuis :  $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$  (section adoptée)

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \rho = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 27} = 0,209 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,926 \\ K1 = 52,57 \longrightarrow K = 0,019 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{13,37 \times 10^3}{0,936 \times 27 \times 5,65} = 94,64 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 1,79 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- En travées :  $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$  (section adoptée)

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \rho = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 27} = 0,209 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,926 \\ K_1 = 52,57 \longrightarrow K = 0,019 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{23,06 \times 10^3}{0,926 \times 27 \times 5,65} = 163,24 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 3,10 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### VII.4.1. Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.

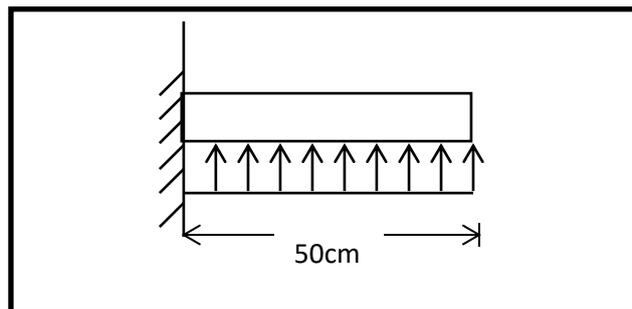


Figure VII.3 : Schéma statique du débord

#### a) Sollicitations de calcul :

- A l'ELU :

$$q_u = 137,65 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = -\frac{q_u \times l^2}{2} = -\frac{137,65 \times 0,50^2}{2} = -17,20 \text{ KN.m}$$

- A l'ELS :

$$q_s = 83,63 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = -\frac{q_s \times l^2}{2} = -\frac{83,63 \times 0,50^2}{2} = -10,45 \text{ KN.m}$$

**b) Calcul des armatures :**

- Armatures principales :

$$B=1\text{m} ; d=27 \text{ cm} ; f_{bc}= 14,2\text{MPa} ; \sigma_s=348\text{MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{17,20 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,0166 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,0166 \rightarrow \beta_u = 0,926$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{17,20 \times 10^6}{0,926 \times 270 \times 348} = 1,97 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**c) Vérification à l'ELU :**

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_s = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$  avec un espacement de **25 cm**

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$  avec un espacement de **25 cm**

**d) Vérification à l'ELS :**

- **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 27} = 0,167$$

$$\rho_1 = 0,167 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,9335 ; K_1 = 60,19$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0,016$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{10,45 \times 10^6}{0,9335 \times 270 \times 4,52 \times 10^2} = 93,80 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,016 \times 93,08 = 1,5 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\sigma_{st} = 93,80 \text{MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Remarque :**

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

**VII.5. Ferrailage des nervures :**

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

**VII.5.1 Chargement simplifié admis :**

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la

dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $l_m$ ) et le même effort tranchant (largeur  $l_t$ ) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

**Remarque :**

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

**\*Charge trapézoïdale :**

Cas de chargement trapézoïdal :

Moment fléchissant :  $I_m = I_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6}\right)$

Effort tranchant :  $I_t = I_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{4}\right)$

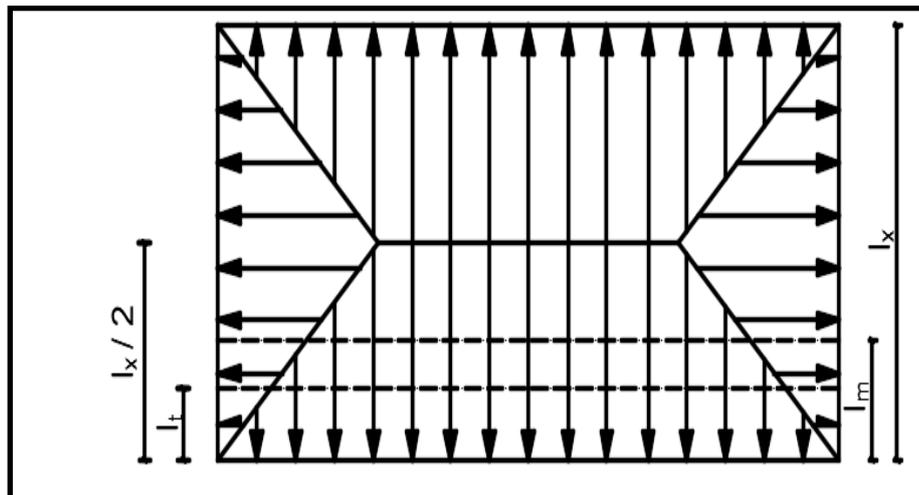


Figure VII.4: Répartition trapézoïdale

**\*Le Chargement simplifié**

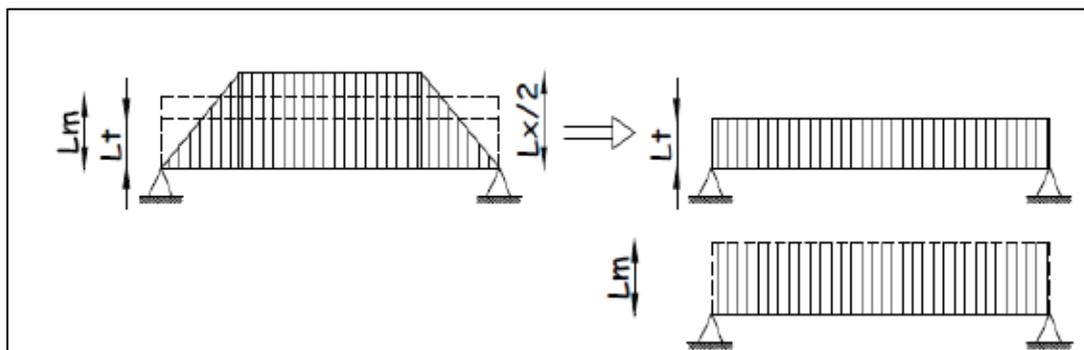


Figure VII.5: Présentation du chargement simplifié

\*Charge triangulaire :

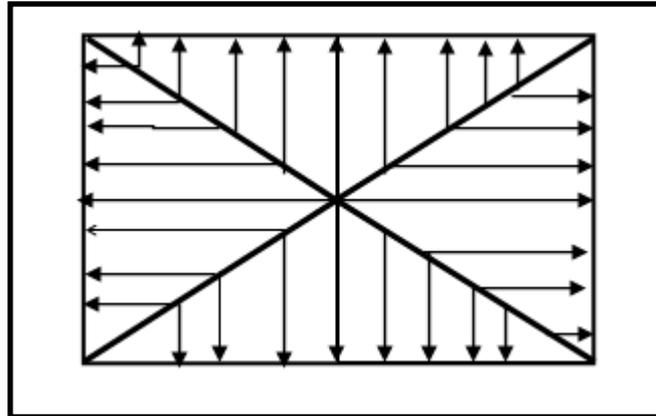


Figure VII.6: Répartition triangulaire

Moment fléchissant :  $I_m = 0.333x I_x$

Effort tranchant :  $I_t = 0.25x I_x$

a) Charges à considérer :

$$\left. \begin{aligned} \rightarrow Q_u &= q_u \times l_m \\ \rightarrow Q_s &= q_s \times l_m \end{aligned} \right\} \text{ Pour les moments fléchissant}$$

$$\left. \begin{aligned} \rightarrow Q_u &= q_u \times l_t \\ \rightarrow Q_s &= q_s \times l_t \end{aligned} \right\} \text{ Pour les efforts tranchants}$$

b) Détermination des charges :

• ELU :

$$q_u = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$\Rightarrow q_u = \left( 160,54 - \frac{120440.78}{525.92} - \frac{1634.5}{93.4} \right) = 120,14 \text{ KN/m}^2$$

- **ELS :**

$$q_s = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$\Leftrightarrow q_s = \left( 106.53 - \frac{12040.78}{525.92} - \frac{1634.50}{93.40} \right) = 66,13 \text{ KN/m}^2$$

**Remarque :**

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

Travée	Panneau	$l_x$	$l_y$	$\rho$	Charge	$l_m$	$l_t$	$q_u$	$q_s$	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										$Q_{um}$	$\Sigma Q_{um}$	$Q_{sm}$	$\Sigma Q_{sm}$	$Q_{ut}$	$\Sigma Q_{ut}$	$Q_{st}$	$\Sigma Q_{st}$
A-B	1	3.00	4.80	0.62	Trapézoïdale	1.3078	1.2117	120.14	66.13	157.119	314.238	86.485	172.97	145.574	291.148	80.130	160.26
	2	3.00	4.80	0.62	Trapézoïdale	1.3078	1.2117	120.14	66.13	157.119		86.485		145.574		80.130	
B-C	1	3.10	4.80	0.65	Trapézoïdale	1.3317	1.2225	120.14	66.13	159.990	319.980	88.065	176.13	146.871	293.742	80.844	161.688
	2	3.10	4.80	0.65	Trapézoïdale	1.3317	1.2225	120.14	66.13	159.990		88.065		146.871		80.844	
C-D	1	3.00	4.80	0.62	Trapézoïdale	1.3078	1.2117	120.14	66.13	157.119	314.238	86.485	172.97	145.574	291.148	80.130	160.26
	2	3.00	4.80	0.62	Trapézoïdale	1.3078	1.2117	120.14	66.13	157.119		86.485		145.574		80.130	
D-E	1	2.55	4.80	0.53	Trapézoïdale	1.1556	1.0959	120.14	66.13	138.83	277.667	76.420	152.84	131.661	263.322	72.472	144.944
	2	2.55	4.80	0.53	Trapézoïdale	1.1556	1.0959	120.14	66.13	138.83		76.420		131.661		72.472	
E-F	1	3.00	4.80	0.62	Trapézoïdale	1.3078	1.2117	120.14	66.13	157.119	314.238	86.485	172.97	145.574	291.148	80.130	160.26
	2	3.00	4.80	0.62	Trapézoïdale	1.3078	1.2117	120.14	66.13	157.119		86.485		145.574		80.130	
F-E	1	3.10	4.80	0.65	Trapézoïdale	1.3317	1.2225	120.14	66.13	159.990	319.980	88.065	176.13	146.871	293.742	80.844	161.688
	2	3.10	4.80	0.65	Trapézoïdale	1.3317	1.2225	120.14	66.13	159.990		88.065		146.871		80.844	
I-J	1	3.00	4.80	0.62	Trapézoïdale	1.3078	1.2117	120.14	66.13	157.119	314.238	86.485	172.97	145.574	291.148	80.130	160.26
	1	3.00	4.80	0.62	Trapézoïdale	1.3078	1.2117	120.14	66.13	157.119		86.485		145.574		80.130	

- **Sens transversal : Nervure Tableau. VII.4 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).**

Tra- vée	Panneau	Lx	Ly	$\rho$	Charge	lm	lt	qu	qs	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
1--2	1	3.00	4.00	0.75	Trapézoïdale	1.218	1.078	120.14	66.13	146.330	295.18	80.546	162.481	129.510	259.741	71.288	142.97
	2	3.10	4.00	0.775	Trapézoïdale	1.239	1.084	120.14	66.13	148.85		81.935		130.231		71.685	
2--3	1	3.00	4.80	0.625	Trapézoïdale	1.304	1.207	120.14	66.13	156.662	316.922	86.233	174.45	145.008	292.299	79.820	160.895
	2	3.10	4.80	0.646	Trapézoïdale	1.334	1.226	120.14	66.13	160.26		88.217		147.291		81.075	
3--4	1	3.00	4.80	0.625	Trapézoïdale	1.304	1.207	120.14	66.13	156.662	316.922	86.233	174.45	145.008	292.299	79.820	160.895
	2	3.10	4.80	0.646	Trapézoïdale	1.334	1.226	120.14	66.13	160.26		88.217		147.291		81.075	

**Sens longitudinal : Nervure Tableau. VII.5 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)**

➤ Sens transversal :

- Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

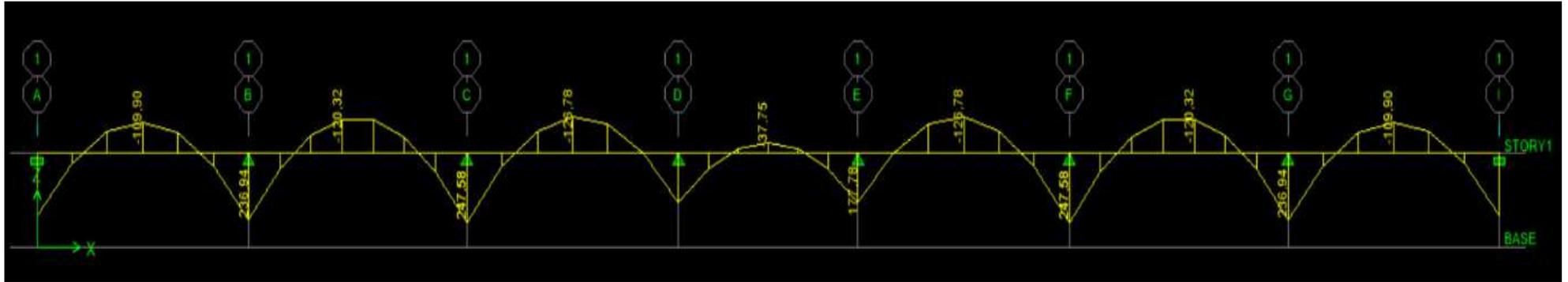


Figure VII.7: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

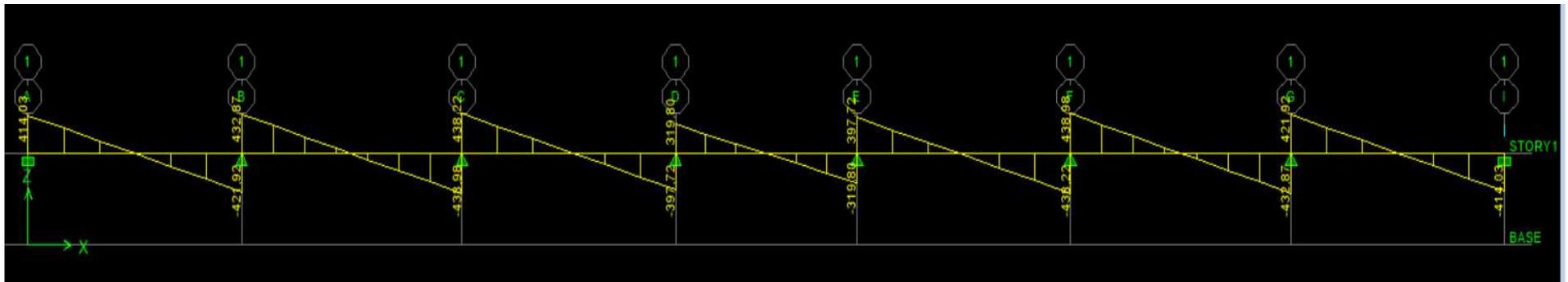


Figure VII.8: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

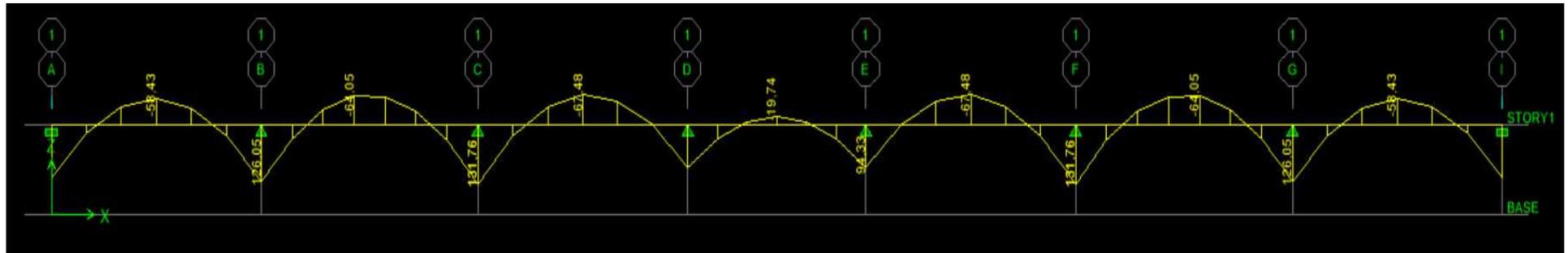


Figure VII.9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

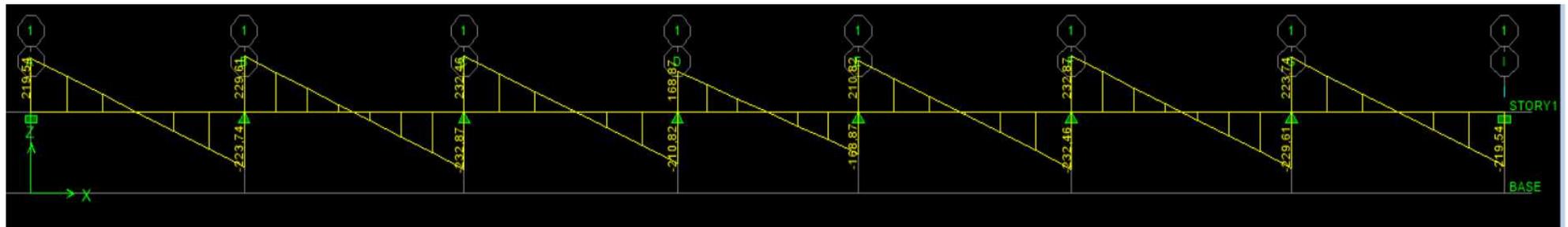


Figure VII.10: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Sens longitudinal :

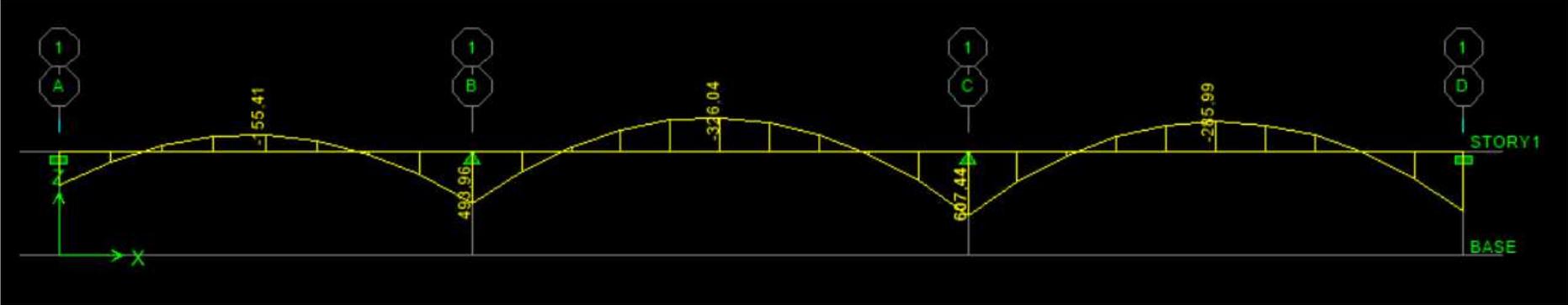


Figure VII.11: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

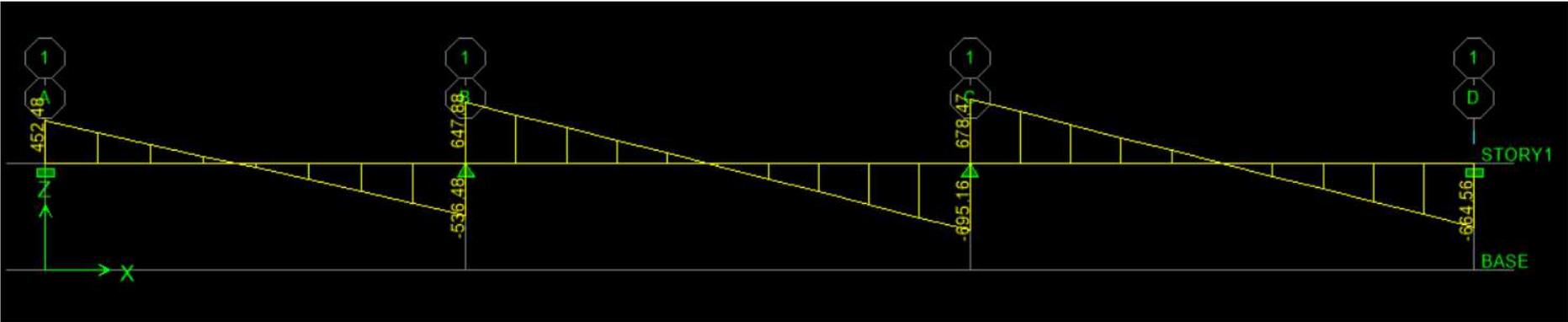


Figure VII.12: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

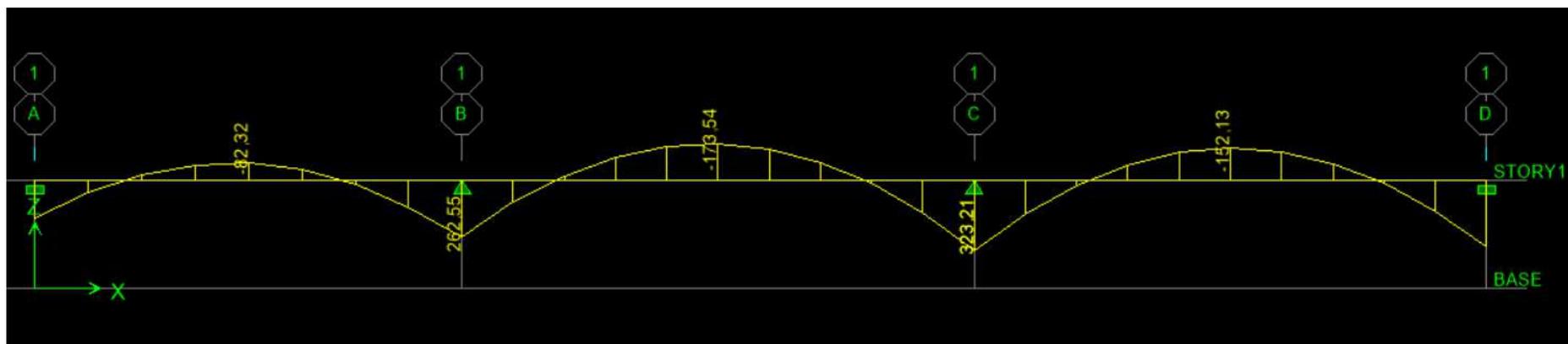


Figure VII.13: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

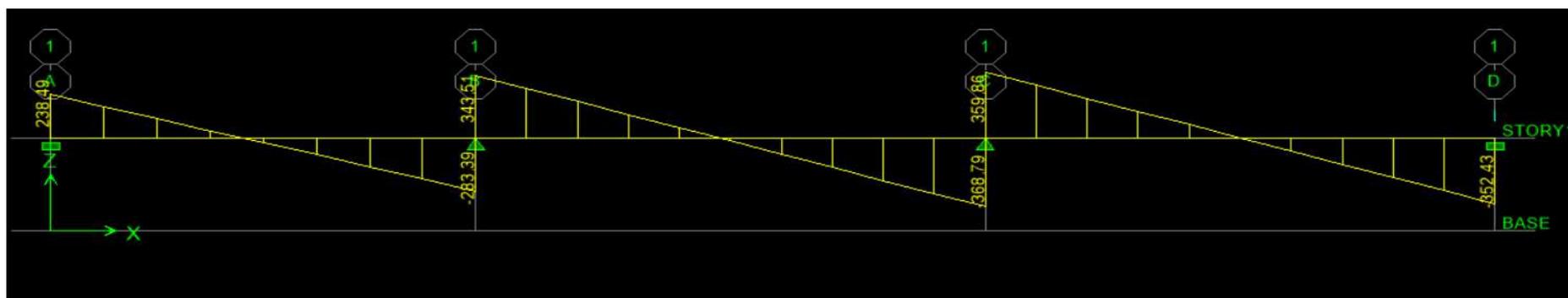


Figure VII.14: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

### VII.5.2 Ferrailage :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{\max}$ (KN.m)	607,44	323,21	247,58	131,76
$M_{t\max}$ (KN.m)	326,04	173,54	126,78	67,48
$T_{\max}$ (KN)	678,47	359,86	438,98	232,46

Tableau. VII.6 : Les efforts internes dans les nervures.

#### -Calcul des armatures :

\*Armatures longitudinales :  $b=50$  cm  $d=95$ cm

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_u$	$\beta$	Section	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )
xx	Appuis	247,58	0,039	0,980 5	SSA	7,64	4HA14 filante + 4HA14chap = 12,30
	Travée	126,78	0,020	0,990	SSA	3,87	4HA14= 6,15
yy	Appuis	607,44	0,095	0,950	SSA	19,34	4HA16 filante+4HA20 chap=20,6
	Travée	326,04	0,051	0,973 5	SSA	10,13	4HA16 filante + 4HA14 chap = 14,19

Tableau. VII.7: Le ferrailage adopté pour la nervure.

\*Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm}$$

Espacement des armatures :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l\max} \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min \{25; 24\} = 10 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \quad \text{Soit :} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

**Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ (un cadre et un étrier)}$$

**\*Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ( $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } 2\text{HA14} = 3,08 \text{ cm}^2$$

### VII.5.3 Vérification à l'ELU :

**Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 50 \times 95 \times \frac{2,1}{400} = 5,73 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis :**

$$A_a = 19,34 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,73 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**En travées :**

$$A_t = 10,13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,73 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \left[ \min 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 4 \text{ Mpa} \right] = 2,5 \text{ Mpa}$$

Sens longitudinal :  $T_u^{\max} = 678,47 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{678,47 \cdot 10^3}{500 \times 950} = 1,43 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \text{ Condition vérifiée}$$

Sens transversal :  $T_u^{\max} = 438,98 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{438,98 \cdot 10^3}{500 \times 950} = 0,92 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \text{ Condition vérifiée}$$

- Vérification à l'ELS :

-Dans le béton :

On doit vérifier que :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

-Dans les aciers :

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

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3}; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = \min \{ 266,66; 201,6 \} = 201,6 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d}$$

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

Sens	Zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	$\rho_1$	$\beta$	K <sub>1</sub>	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
xx	Appuis	12,30	131,76	0,273	0,9178	45,45	129,68	201,6	2,85	15	Cv
	Travée	6,15	67,48	0,137	0,939	66,97	129,83	201,6	1,94	15	Cv
yy	Appuis	20,6	323,21	0,458	0,8975	33,80	194,24	201,6	5,77	15	Cv
	Travée	12,30	173,54	0,273	0,9178	45,45	170,81	201,6	3,76	15	Cv

Tableau. VII.8: Vérification des contraintes à l'ELS

## **CONCLUSION GENERALE**

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis non seulement de comprendre les différentes techniques de calcul et de réglementation, mais aussi de mieux maîtriser les logiciels de dessin et de calcul

Le séisme est un phénomène qui ne cesse de faire des ravages dans les agglomérations urbaines à chaque fois où il se produit,

Le progrès de la science en matière de connaissance sismique nous renvoie à faire des mises à jour régulières pour les règlements parasismiques, afin d'améliorer les structures du génie civil et tout cela pour mieux préserver les vies humaines tout en assurant la durabilité sans ignorer le volet économique

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle nous souhaitons contribuer dans un avenir proche au développement du domaine du génie civil en Algérie